



TITLE:

盛土と切土による既設トンネルへの影響予測法に関する研究(Dissertation_全文)

AUTHOR(S):

小島, 芳之

CITATION:

小島, 芳之. 盛土と切土による既設トンネルへの影響予測法に関する研究. 京都大学, 2003, 博士(工学)

ISSUE DATE:

2003-11-25

URL:

<https://doi.org/10.14989/doctor.r11334>

RIGHT:

盛土と切土による既設トンネルへの
影響予測法に関する研究

平成 15 年 8 月

小 島 芳 之

盛土と切土による既設トンネルへの 影響予測法に関する研究

平成 15 年 8 月

小 島 芳 之

目 次

第1章 序 論	1
1.1 研究の背景と目的	1
1.2 既往の研究	2
1.2.1 载荷による地盤・トンネルの変形挙動に関する既往の研究	2
1.2.2 除荷による地盤・トンネルの変形挙動に関する既往の研究	6
文 献	9
第2章 本研究の概要	12
第3章 盛土・切土によるトンネルの変形挙動の実態	14
3.1 概 説	14
3.2 盛土による変形挙動の実態	14
3.2.1 事例分析	14
3.2.2 影響事例	18
3.2.3 考 察	26
3.3 切土による変形挙動の実態	27
3.3.1 事例分析	27
3.3.2 影響事例	35
3.3.3 考 察	54
3.4 まとめ	55
文 献	57
第4章 地盤を介したトンネルの载荷・除荷模型実験	58
4.1 概 説	58
4.2 実験概要	58
4.2.1 実験装置と材料	58
4.2.2 実験方法	64
4.3 载荷実験	68
4.3.1 载荷による地盤の挙動	68
4.3.2 载荷によるトンネルの挙動	75
4.3.3 考 察	80

4.4 除荷実験	81
4.4.1 除荷による地盤の挙動	81
4.4.2 除荷によるトンネルの挙動	83
4.4.3 考 察	86
4.5 まとめ	87
文 献	88
 第5章 載荷・除荷模型実験のシミュレーション	89
5.1 概 説	89
5.2 載荷実験のシミュレーション	89
5.2.1 解析モデル	89
5.2.2 M地盤における解析	90
5.2.3 S地盤における解析	92
5.2.4 破壊接近度法の適用性の検討	94
5.3 除荷実験のシミュレーション	96
5.3.1 解析モデル	96
5.3.2 解析結果と考察	97
5.4 まとめ	99
文 献	99
 第6章 盛土に関する数値解析	100
6.1 概 説	100
6.2 解析概要	100
6.2.1 解析上の前提条件	100
6.2.2 解析方法	101
6.3 解析結果と考察	104
6.3.1 トンネルの一般的な変形挙動	104
6.3.2 各条件の影響	105
6.4 限界盛土高の算定	114
6.5 まとめ	116
文 献	117

第7章 切土に関する数値解析	118
7.1 概 説	118
7.2 パラメトリック解析	118
7.2.1 解析概要	118
7.2.2 解析結果	121
7.2.3 実測値との対比	124
7.2.4 考 察	126
7.3 影響事例のシミュレーション	127
7.3.1 事例Gの解析	127
7.3.2 事例Eの解析	131
7.4 まとめ	136
文 献	137
 第8章 トンネルの変形メカニズムの考察	 138
8.1 概 説	138
8.2 盛土による変形メカニズム	138
8.3 切土による変形メカニズム	144
8.4 まとめ	150
文 献	151
 第9章 影響予測法の提案	 152
9.1 概 説	152
9.2 近接度の区分法の提案	154
9.2.1 盛土の区分法	154
9.2.2 切土の区分法	158
9.3 数値解析におけるモデル化法の提案	162
文 献	163
 第10章 結 論	 164
 謝 辞	 168

付属資料	171
1. 使用記号一覧	173
2. 盛土の事例一覧表	174
3. 切土の事例一覧表	176
4. 現行の近接度区分法	180
5. 近接度区分法の比較	184

第1章 序 論

1. 1 研究の背景と目的

複雑な地質からなる急峻な山岳地形が卓越する我が国では、鉄道は、いわゆる山岳工法によるトンネルで山地を貫くことにより、都市間ネットワークを構築してきた。都市部においては、日本の都市の多くが沖積低地や洪積台地上に立地していることから、一般に開削工法やシールド工法により鉄道トンネルが建設されてきた。また、台地や丘陵地からなる都市近郊部では、多くの鉄道トンネルが山岳工法により建設され、供用されている。

最近、特に都市または都市近郊における土地の高度利用化に伴い、これらの供用中のトンネルに対して、上部地山の切土や盛土を伴った宅地開発などの造成、高層建物の建設、あるいはトンネルの交差や併設などの近接施工が増えている。これらの近接施工は、年々大規模化するとともに近接の程度を増してきており、既設トンネルに及ぼす影響を過大あるいは過小に評価することのないように適切な予測を行うことが、既設トンネルの安全性の確保、長寿命化、保守コストの低減、さらに、近接施工の建設コストの低減にとって、ますます重要になっている。

以上のような状況に鑑み、鉄道総研では、「既設トンネル近接施工対策マニュアル」（1995年1月）¹⁾を作成し、既設トンネルへの近接施工による影響予測の実務に供してきた。このマニュアルは、既設の山岳工法トンネルを対象とした近接施工に対する影響予測と対策の考え方について我が国で初めて体系化された技術指針で、鉄道のみならず道路などにおいても広く活用されている。しかしながら、このマニュアルにおいては、トンネルの変形挙動を的確に予測し得る数値解析法を示すには至らなかった。

一方、都市 NATM など都市部のトンネルの設計においては、トンネル完成後の近接施工による影響を考慮することが必要になりつつある。しかし、その影響の程度をトンネルの設計に取り入れる手法は必ずしも確立されておらず、近年、大深度地下鉄道が注目され、鉄道の都心部乗り入れの機運が高まりつつあることから、この設計法を確立することは急務であると考えられる。

筆者は、近接施工による既設の山岳工法トンネルへの影響予測法の確立を目的として、現地計測データの分析、模型実験、FEM による数値解析的な検討などを行ってきた。本論文では、トンネルに対する近接施工の中でも実施ケースが多く、基礎的問題であるトンネル上部地盤の盛土・切土を取り上げ、盛土・切上に伴う地盤の非線形な挙動との相互作用を考慮したトンネル覆工の変形挙動特性を解明し、トンネル上部の盛土・切上に対する影響予測法を提案するものである。

1. 2 既往の研究

載荷による地盤の変形問題は、地盤工学の基礎的な研究分野の一つであり、既に膨大な知見が蓄積されている。しかし、山岳工法トンネルの掘削対象となる良く締まった土砂地盤（第四紀更新世～新第三紀鮮新世の堆積層で、風化残積土（マサ土など）も含む）や軟岩地盤（主に新第三紀の堆積岩で、風化軟岩も含む）（以下、本論文ではこれらの地盤を総称して「**比較的硬質な地盤**」という）を対象とした研究が本格的に行われるようになったのは、比較的最近である。また、除荷による地盤の変形問題についても、施工実績に基づく事例研究が散見されるものの、これを体系的に取扱った研究は少ないようである。

そのため、研究の実施にあたって、まず載荷・除荷による比較的硬質な地盤の変形挙動に関する既往の知見を整理することとした。その上で、載荷・除荷によるトンネルの変形問題を扱った既往の研究について調査し、本研究で解明すべき課題を浮き彫りにすることにした。さらに、トンネル覆工の変形挙動の特徴について、筆者らが行った研究も含めて研究事例を簡単に整理する。

1. 2. 1 載荷による地盤・トンネルの変形挙動に関する既往の研究

（1）載荷による地盤の変形挙動

地盤内の応力伝播の検討には、Boussinesq の長方形分割法や Newmark の応力円法など、応力－ひずみ関係の線形性を仮定した弾性理論が、実務において一般的に用いられている²⁾。これらの手法により、地盤内の任意の位置において上部載荷による地中応力増分を簡易に求めることができる。しかし、軟岩の場合であっても、上部に大規模な盛土を行ったり、大規模な構造物基礎を設置するような場合には、このような地盤の線形性を仮定することが適切でないことも多い。最近では、大規模な構造物の基礎地盤の変形特性を適切に把握するため、基礎地盤の詳細な計測結果を基に地盤の変形特性を詳細に把握し、その挙動を解析により表現する試みがなされつつある³⁾。

一般に比較的硬質な地盤では、基礎や盛土などの荷重の載荷により地盤の極限状態（破壊）が問題になることは少なく、ひずみレベル $\epsilon = 10^{-3} \sim 10^{-4}$ より小さい弾性範囲内にある場合が多いようである。このような場合の既設トンネルへの影響を検討するためには、低ひずみレベルでの地盤の変形特性を適切に把握する必要がある。

龍岡ら（1997）⁴⁾ は、構造物基礎による載荷などに伴う堆積軟岩地盤の変形特性について研究し、原位置で生じるひずみは 0.5% 程度以下でかなり小さいこと、変形特性にはせん断変形と圧力レベルの変化による非線形性があること、室内・原位置における測定精度を確保しないと剛性を過小評価すること（三軸圧縮試験において局所変形測定装置（LDT）による軸ひずみ計測法の提案⁵⁾）、弾性波伝播速度から求められる動弾性係数と室内三軸圧縮試験から求められる静弾性係数は基本的に一致すること、などを示した。

このように、堆積軟岩のような比較的硬質な地盤の載荷による変形特性が解明されつつある。このような地盤内にトンネルがある場合、トンネルは地盤の比較的微小なひずみレベルでの非線形な変形挙動に応じて影響を受けることになるので、トンネルへの影響の検討にあたっては、

上記の研究成果を適切に反映させる必要がある。

(2) 载荷によるトンネルの変形挙動

上部载荷に伴う地盤とトンネル覆工の相互作用に関する研究は、主に模型実験とそのシミュレーションにより行われている。

地盤との相互作用を考慮したトンネル覆工の静的な変形挙動に着目した模型実験は、一般に次の2とおりに分けることができる。

- ① 直接载荷実験（ばねやジャッキ等によりトンネル周辺地盤をモデル化し、トンネル覆工の外面に荷重または変位を直接与える方式）
- ② 間接载荷実験（砂やモルタル等で周辺地盤をモデル化し、周辺地盤の外面に荷重または変位を与える方式）

ここでは、この分類にしたがって研究事例を整理する。

1) 直接载荷実験の事例

直接载荷実験としては、斎藤ら（1971）⁶⁾、今田ら（1974）⁷⁾、朝倉・小島ら（1994）⁸⁾の研究が挙げられる。これらの研究は、主にトンネル覆工の構造耐力や変形特性について論じているものである。

斎藤ら（1971）⁶⁾は、1/4.27 模型を用いて支保工の効果、巻厚の影響、天端背面の空隙の影響などについて有益な知見を得た。

今田ら（1974）⁷⁾は、1/2 模型により、二重巻覆工・ブロック覆工・鉄筋補強の効果などについて成果を得た。

朝倉・小島ら（1994）⁸⁾は、縮尺 1/30 模型（新幹線標準断面）（写真 1.2.1 参照）、1/20 模型（単線 1 号型断面）による多数のトンネル覆工模型载荷実験を行い、図 1.2.1 に例示するように、①健全なトンネル覆工の場合はひび割れ発生後も十分な耐力・変形性能を有すること、②背面空洞などの構造欠陥により耐力は大幅に低下することなどを示した。

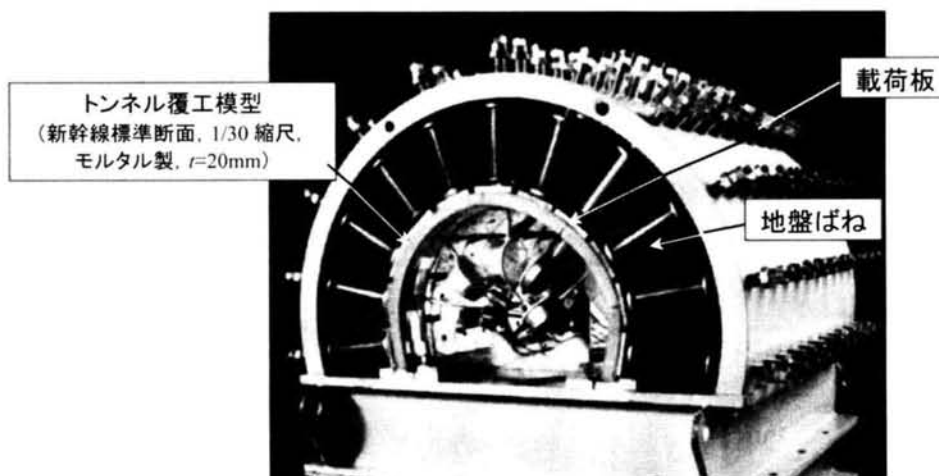


写真 1.2.1 1/30 トンネル覆工模型実験装置

さらに、③ひび割れを塑性ヒンジでモデル化する骨組構造解析やファイバーモデル解析によりひび割れ発生後のトンネル覆工の変形挙動を表現できることを示した。なお、これらの知見は、「既設トンネル近接施工対策マニュアル」（鉄道総研，1995）¹¹における近接度区分（付属資料－4）にも反映されている。さらに、上記の成果をもとに、無筋コンクリートのひび割れ断面モデル（松岡ら（1996）⁹）に基づいたひび割れ進展解析法によるトンネル覆工の構造耐力評価法を提案し、標準設計と解析手法を適用する変状トンネル対策工の設計法を体系化した^{10)・12)}。この設計法は、「変状トンネル対策工設計マニュアル」（鉄道総研，1998）¹³に集約され、鉄道事業者の実務に供されている。

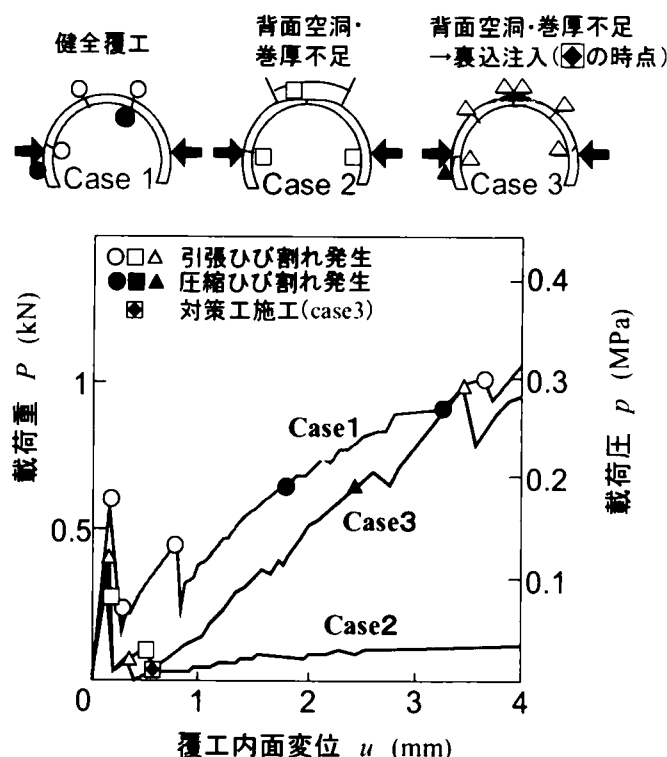


図 1.2.1 1/30 トンネル覆工模型実験における側圧载荷による载荷重－変位とひび割れ進展の関係（側圧载荷におけるアーチ部の構造欠陥（巻厚不足・背面空洞）の影響）

以上の知見は、トンネル覆工の構造欠陥や変状の有無・程度が、外力の変化に対する構造耐力の余力の大小に寄与することを示すものである。すなわち、既設トンネルへの载荷（除荷）の影響は、トンネル覆工の構造や健全度に応じて大きく異なることを考慮する必要があることが分かる。

2) 間接载荷実験の事例

トンネル覆工と地盤との相互作用に着目した間接载荷実験には、いくつかの研究事例がある。ここでは、東田ら（1986，1999）^{14)・15)}，小山ら（1995）¹⁶⁾，小山ら（1997）¹⁷⁾の研究成果を例示する。

東田ら（1986）¹⁴⁾は、砂で埋め戻された埋設管の遠心力载荷実験を行い、弾性理論解析に基づいて埋設管の設計概念を提示し、埋設管の挙動を支配する要因は①地盤側方の境界条件

(矢板の引抜きの影響)，②管面の境界条件，③管と土の相対剛性であることを示した。このうち，②の境界条件を滑動と固定とし，③の相対剛性をパラメータとして管に作用する鉛直及び水平土圧分布について，図 1.2.2 のように示している。なお，図中の κ は土の弾性係数 E と管の曲げ剛度 S_I/a^3 との比（撓み性指数）である。

$$\kappa = E/(S_I/a^3) = 12(1-\nu_p^2)E/E_p \cdot (a/t)^3$$

ここに， E ：土の弾性係数

S_I ：平面ひずみ条件での管壁の曲げ剛性

$$S_I = E_p t^3 / \{12(1-\nu_p^2)\}$$

E_p ：管の弾性係数， t ：管厚， ν_p ：管のポアソン比， a ：管の半径

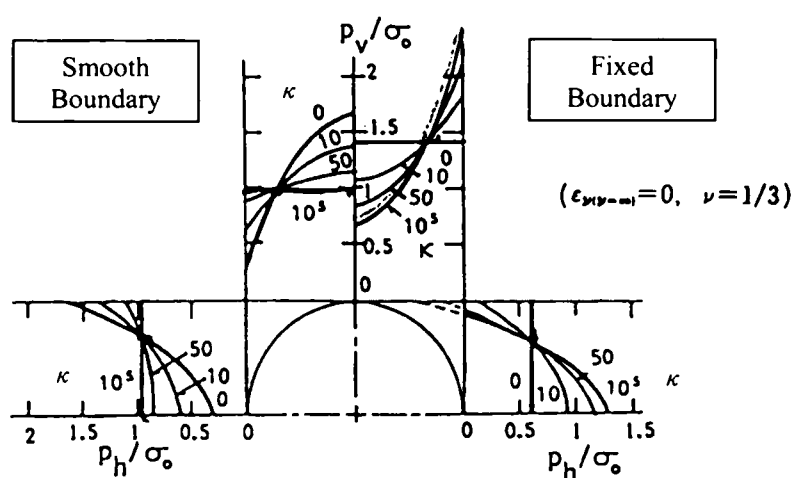


図 1.2.2 たわみ性指数 κ に対する鉛直土圧 p_v と側方土圧 p_h の分布¹⁴⁾

小山ら（1995）¹⁶⁾ は，砂からなる土槽（4×3×3m）内に埋め込んだ円形トンネル覆工（外径 1m， $\kappa=40$ および $\kappa=200$ の鋼管）に対して，土槽上面からの間接載荷実験を行い，トンネル覆工に作用する土圧・断面力を分析し，シールドセグメント覆工の設計モデル（慣用モデル，全周バネモデル，連続体支持モデル）の適用性について評価した。

更に，小山ら（1997）¹⁷⁾ は，砂からなる平面ひずみを想定した土槽（0.75×0.75×0.45m）内に埋め込んだ円形トンネル覆工（外径 15cm，鋼管 $\kappa=0.2$ ，アルミ管 $\kappa=2$ ，アクリル管 $\kappa=200$ 程度）の載荷実験を行い，周辺地盤との相対剛性の相違に伴う集中応力の評価方法について検討した。

以上の間接載荷実験による研究は，地盤とトンネル覆工との相対剛性（撓み性指数 κ ）の相違によってトンネル覆工に作用する土圧が異なることを論じているものであり，本研究においても，これらの成果を適切に反映させる必要がある。

しかしながら，上記の各研究成果は，局所的な地盤の載荷により生じる地中応力の分散や，ひずみあるいは応力レベルに応じた非線形な地盤の変形特性を考慮して，地盤とトンネル覆工との相互作用を検討するには，至っていない。

1. 2. 2 除荷による地盤・トンネルの変形挙動に関する既往の研究

(1) 除荷による地盤の変形挙動

地盤を除荷（切土）すると、その下方の地盤では、切土重量に相当する地中応力が減少し、地盤は弾性的変形を起こして切土底面が隆起する（浮き上がる）。また、軟質な沖積地盤においては、切土をさらに進めると変形が増大して地盤の破壊が生じ、掘削底面が膨れ上がる挙動すなわちヒービングが発生する。しかし比較的硬質な地盤では、このような地表面掘削によって切土底面が破壊することはなく、弾性的な挙動で留まる場合が大半であると考えられる。

ここでは便宜上、上部除荷による洪積地盤の隆起に関する研究例（土質工学的立場からの研究）と、新第三紀層などの岩盤の隆起に関する研究例（岩盤工学的立場からの研究）に分けて示す。

1) 洪積地盤の隆起

除荷による洪積地盤の隆起に関する研究は、比較的多く行われている（例えば文献¹⁸⁾～³²⁾）。これらは、都市域の大規模な建物や地下鉄等の開削工事における切土底面、あるいは切土底面の下方地盤の隆起に関する実測例に基づくものが大半で、その実測値を既往の予測法と比較し、予測法の適応性について考察したものが多い。

既往の実測例によれば、切土による地盤のひずみレベルは $\varepsilon = 10^{-3} \sim 10^{-4}$ の範囲であり、隆起量も掘削深さとほぼ線形関係にあるとみなせる場合が多いようである^{21), 23)}。そのため、切土底面の隆起量 δ の予測に用いる方法としては、以下のような圧密論、弾性論、数値解析法を用いることが一般的である^{19), 22), 25)}。

a) 圧密論を用いる方法

圧密試験の $f-\log p$ 曲線を用いる方法（圧密膨張時の膨張指数を圧密沈下式に適用）

$$\delta = \Sigma \frac{C_r H}{(1+e_0)} \log \left(\frac{p_0 + \Delta p}{p_0} \right)$$

ここに、 δ ：隆起量

C_r ：膨張係数

e_0 ：初期間隙比

H ：層厚

Δp ：初期有効応力

p_0 ：有効応力増分

b) 即時弾性論を用いる方法

① Steinbrenner（スタインブレンナー）の式（長方形分布荷重の場合）³³⁾

$$\delta = -\frac{b \cdot P_0 (1-\nu^2)}{2\pi E} \cdot \left[\log \left(\frac{\sqrt{1+m^2+n^2}+m}{\sqrt{1+m^2+n^2}-m} \right) + m \cdot \log \left(\frac{\sqrt{1+m^2+n^2}+1}{\sqrt{1+m^2+n^2}-1} \right) - \frac{1-2\nu}{1-\nu} \cdot n \cdot \tan^{-1} \frac{m}{n\sqrt{1+m^2+n^2}} \right]$$

ここに、 δ ：隆起量

P_0 ：除荷圧

ν ：ポアソン比

E ：地盤の弾性係数

a, b ：載荷面の短辺、長辺

$$m=b/a, \quad n=z/a$$

- ② Tschebotarioff (チェボタリオフ) の式 (帯状分布荷重の場合)

$$\delta = 2.0 \sum \frac{qb}{E} \log \left[\frac{q+1.154H_2}{q+1.154H_1} \right]$$

ここに、 δ : 隆起量 (掘削幅 b の中央における)

q : 除荷重

b : 除荷幅

E : 地盤の弾性係数

H_1 : 地盤上面の掘削底面からの深さ

H_2 : 地盤下面の掘削底面からの深さ

- ③ その他 : Michell (ミッチェル) の式 (帯状分布荷重の場合) などの弾性解により地中応力を算定して変位を求める方法

c) 数値解析法を用いる方法

FEM (2次元・3次元, 線形弾性・非線形弾性・弾塑性, など)

上記 a) b) の方法はいずれも弾性論に基づくもので, a) ①の方法は1次元的な挙動を前提としているが, a) ②や b) の方法は2次元あるいは3次元挙動を簡易に表現でき, 実務において広く用いられている. 上記 c) における FEM 解析手法は, 複雑な地盤構造や地盤とトンネル等の構造物との相互作用を扱えるので多用されている. これらの手法を用いるにあたっては, 何れも除荷時の弾性係数の設定が重要であることは, いうまでもない.

なお最近, 掘削による地下水位の低下の影響を考慮するための変形と浸透流による連成解析の適用に関する研究 (玉野ら (1990) ²⁶⁾) も行われている.

一方, 隆起の影響深さに関する研究例は少なく, 上記の実測例において数例見られる程度であった. 例えば, 地盤の隆起影響深さは掘削幅程度とすれば計測値を説明できる, との報告がある (寺田ら (1981) ²¹⁾, 青木ら (1982) ²³⁾, 寺田 (1999) ³²⁾).

2) 新第三紀層などの岩盤の隆起

新第三紀層などの岩盤の隆起挙動については, トンネル上部地盤の切取りに伴うトンネルの隆起挙動に関する計測事例報告が散見される (例えば文献 ^{33) ~ 39)}). これらのトンネルの隆起に関する計測実績については, 第3章において整理する.

一方, 切土によるトンネル周辺地盤の挙動を扱った研究としては, 桜井ら (1990) ³⁴⁾ により工事用トンネルの撤去時に行われた地盤変位計測結果をとりまとめた成果がある. この計測結果によれば, 隆起の影響範囲は, 掘削底面より十数 m の深さまでに過ぎない. この事例については改めて第3章で触れたい.

以上 1) ~ 2) のように, 除荷による土砂・軟岩における比較的硬質な地盤の変形挙動に関する研究は, 主に都市域の洪積地盤を対象とするものについて比較的多くの事例があり, いくつかの予測法の適用性が検証されている. しかしながら, 岩盤の隆起の挙動を体系的に扱った研究は現在のところ皆無である.

(2) 除荷によるトンネルの変形挙動

除荷によるトンネルの変形挙動の実測例は比較的多い（例えば文献^{3.41)~4.21)}）ようである。しかし、これらの挙動が生じるメカニズムについては、事例研究の域をでておらず研究課題として残されている。これらの点については、まず、第3章において体系的に事例を分析することとする。

以上のように、上部地盤の載荷や除荷に伴う既設トンネルの挙動を論じた研究実績は、数例見られる。しかし、最近のトンネル覆工と地盤の相互作用に関する知見に、相対的に小さなひずみレベルでの地盤の変形特性に関する知見を加えて、更に施工実績を総合的に分析することにより、影響予測法を体系化することを試みた研究は認められない。

【文 献 (第1章)】

- 1) (財)鉄道総合技術研究所：既設トンネル近接施工対策マニュアル，1995.1.
- 2) 土木学会：セグメントの設計，トンネル・ライブラリー，Vol.6，1994.6.
- 3) 龍岡文夫，他：講座「地盤材料の小ひずみでの非線形特性と地盤変形問題への適用，6. ケースヒストリー（その1）」，土と基礎，Vol.45，No.9，1997.9.
- 4) 龍岡文夫，小高猛司，王林，早野公敏，古関潤一：堆積軟岩の変形特性，土木学会論文集，No.561／Ⅲ-38，pp.1-17，1997.3.
- 5) Goto,S., Tatsuoka,F., Shibuya,S., Kim,Y.-S. and Sato,T.：A simple gauge for local small strain measurements in the laboratory, Soil and Foundations, Vol.31, No.1, pp.169-180, 1991.
- 6) 斎藤徹，白井慶治，飯塚全，高木盛男，土屋敬，岩井徳雄：模型実験によるトンネル覆工の耐力に関する研究，鉄道技術研究報告，No.779，1971.10.
- 7) 今田徹，他：トンネル覆工の強度に関する実験報告(1)，土木研究所資料第921号，1974：同(2)，第922号，1974，：同(3)，第991号，1975，：同(4)，第1100号，1976.
- 8) 朝倉俊弘，小島芳之，安東豊弘，佐藤豊，松浦章夫：トンネル覆工の力学挙動に関する基礎的研究，土木学会論文集，No.493／Ⅲ-27，pp.79-88，1994.6.
- 9) 松岡茂，益田彰久，松尾庄二，柳博文：ひび割れを考慮したトンネル覆工解析に関する研究，土木学会論文集，No.554／Ⅲ-37，1996.12.
- 10) 朝倉俊弘，小島芳之，城間博通，三谷浩二：変状トンネル対策工の設計法，トンネルと地下，No.29，Vol.8，pp.727-736，1998.8.
- 11) Kojima,Y., Asakura,T., Nakata,M., Mitani,K., Ando,T., Wakana,K.：Field measurement and model test on tunnel deformation, Proceedings of the Third International Conference of Jointed and Faulted Rock - MJFR-3, 1998.4, Vienna, Austria
- 12) 小島芳之，朝倉俊弘，野城一栄，三谷浩二，松長剛：変状トンネル対策工の骨組み解析によるシミュレーション，トンネル工学研究論文・報告集，Vol.7，論文(6)，pp.39-46，1999.11.
- 13) (財)鉄道総合技術研究所：変状トンネル対策工設計マニュアル，1998.1.
- 14) 東田淳，三笠正人：弾性論による埋設管の上圧の検討，土木学会論文集，No.376／Ⅲ-6，pp.181-190，1986.12.
- 15) 東田淳，吉村洋：たわみ性埋設管の合理的設計法の提案，土木学会論文集，No.617／Ⅲ-46，pp.49-63，1999.3.
- 16) 小山幸則，清水満，佐藤豊：トンネルと地盤の相互作用の設計上の取り扱いに関する一考察，土木学会論文集，No.511／Ⅲ-30，pp.99-107，1995.3.
- 17) 小山幸則，小西真治，新井泰，岡野法之：土載荷重の地下構造物に対する影響とその評価，鉄道総研報告，Vol.11，No.7，pp.25-30，1997.7.
- 18) 笹尾光，持田悟：根切りによる支持地盤の浮き上がりの実測，第8回土質工学研究発表会講演概要集，pp.427-430，1973.
- 19) 土質工学会：大阪地盤－特に洪積層の研究とその応用－，1977.
- 20) 津高正高，小林彦男，橋本正，平山英喜：既設トンネル直上での地下鉄開削工事，土と基

- 礎, Vol.28, No.6, 1980.6.
- 21) 寺田邦雄, 高幣善文: 掘削による地盤の浮き上がりに対する一考察, 第14回土質工学研究発表会講演概要集, pp.1477-1489, 1981.
 - 22) 村山朔朗, 岩崎好規, 橋本正, 平山英喜, 松崎仁一: 開削に伴う地盤の浮き上がりと現場計測工法, 土と基礎, Vol.30, No.7, 1982.7
 - 23) 青木雄一郎, 川辺一洋, 柴崎富士夫: 深い根切り工事に伴う地盤の浮き上がりについて(2. 実測結果), 第17回土質工学研究発表会講演概要集, pp.933-936, 1984.
 - 24) 水野昭生, 小野紘一, 小林育夫, 伊藤廉, 平治: 大規模掘削による地盤のリバウンド, 第17回土質工学研究発表会講演概要集, pp.921-924, 1984.
 - 25) 高幣善文: 大阪地盤のリバウンド特性について, 日本建築学会近畿支部研究報告集, Vol.27, pp.1-4, 1987.
 - 26) 玉野富雄, 福井聡, 村上仁, 門田俊一: 土留め掘削底部地盤におけるリバウンドの力学挙動解析, 土木学会論文集, No.418/Ⅲ-13, pp.221-230, 1990.6.
 - 27) (財)鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説(付属資料11 リバウンド量の実態と算出例), 丸善(株), 20012.3.
 - 28) 古山章一, 瀧内義男, 中村昭良: 既設シールドトンネル直上を交差する開削トンネルの設計・施工, トンネル工学研究発表会論文・報告集, 1993.11.
 - 29) 新津強, 小林紘治, 河村隆, 小室真一: 地下鉄開削工事に近接する既設洞道の計測監視, トンネルと地下, Vol.27, No.12, 1996.12.
 - 30) 鎌田敏正, 太田擴, 小野沢潔, 有本弘孝: 大規模掘削における交差線状構造物とその周辺地盤の挙動—大阪市地下鉄7号線延伸 長堀橋駅～心斎橋駅間, トンネルと地下, Vol.28, No.9, 1997.9.
 - 31) 横尾敦, 新村和彦, 吉川正, 足立征一郎: 大規模掘削工事におけるリバウンドによる既設洞道の挙動について, 土木学会第53回年次学術講演会, Ⅲ-243, 1998.10.
 - 32) 寺田邦夫: 建物のリバウンド・セットの簡易計算方法の提案と観測施工, 土と基礎, Vol.42, No.7, 1999.7.
 - 33) 例えば, 最上武雄: 土質力学, 技報堂, 1973.
 - 34) 桜井春輔, 清水則一, 金澤寛, 梶原誠: 地表面掘削による既設トンネルの変形挙動, 第8回岩の力学国内シンポジウム講演論文集, 1990.
 - 35) 土屋敬, 吉田恒彦, 安田憲彰, 松本吉雄: トンネル設計用プログラムの開発とその解析事例, 鉄道技術研究報告, No.1351, 1987.3.
 - 36) 保岡哲治, 金田勉: 地表面掘削による既設トンネルの挙動計測結果について, トンネル工学研究発表会論文・報告集, vol.3, 1993.11.
 - 37) 満尾淳, 山田豊, 田井伸治: 明かり発破作業が既設トンネルに及ぼす影響計測について, 第30回地盤工学研究発表会, 1995.7.
 - 38) 朝倉俊弘, 小島芳之, 佐藤豊, 山根新吉, 船山三幸: 鉄道トンネルに近接する切土工事の影響評価, 第31回地盤工学研究発表会, 1996.7.
 - 39) 小島芳之, 朝倉俊弘, 岡野法之, 斎藤貴, 重田佳幸: 鉄道トンネル上部の切土工事の影響

- 評価，トンネル工学研究発表会論文・報告集，Vol.8，1998.10.
- 40) 蒲田浩久，真下英人：既設トンネルの切上工事の影響について，第11回岩の力学[国内シンポジウム講演概要集，2002.1.
- 41) J R 東日本東京工事事務所：東工技報京葉線特集号，1990.
- 42) 中川裕司，炭谷重幸，吉岡祐仁，有本弘孝：大規模開削工事直下に位置するシールドトンネルの挙動（その1），第31回地盤工学研究発表会，1996.7.

第2章 本研究の概要

本研究の全体的な流れを図 2.1.1 に示す。

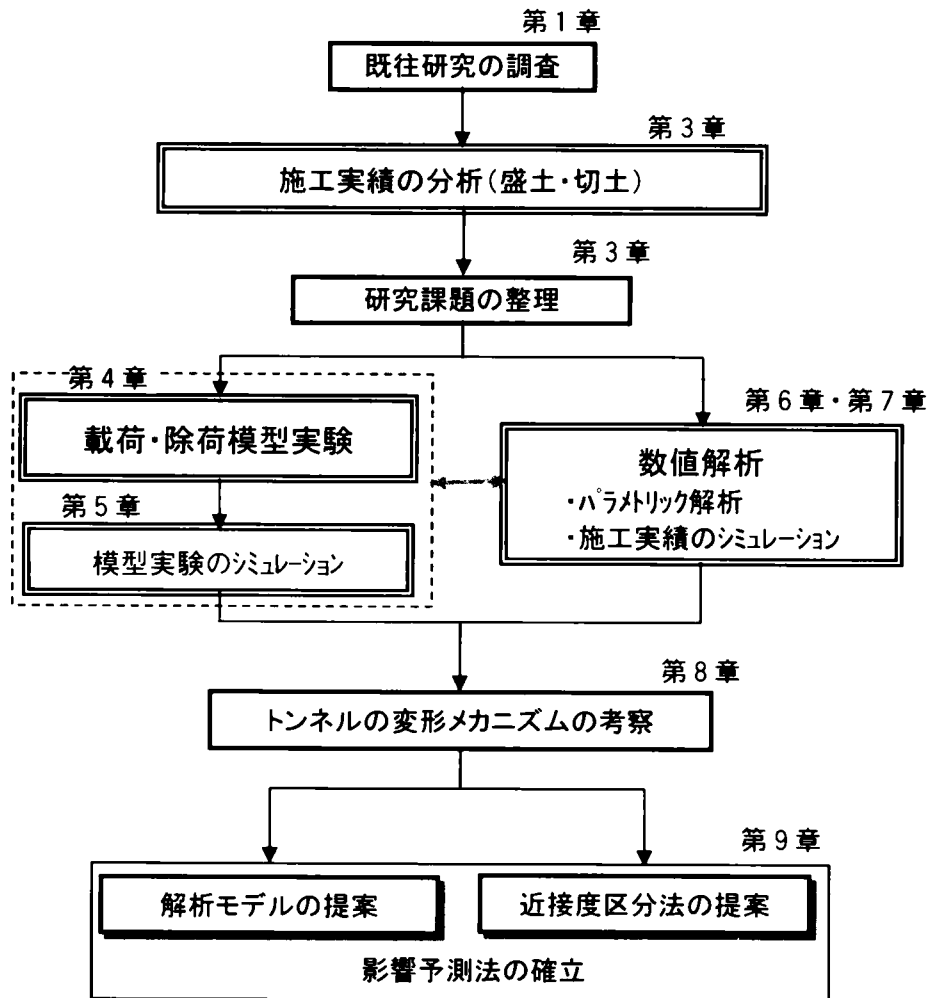


図 2.1.1 研究の概略フロー

本論文は、次の10章より構成される。

第1章 序 論

第2章 本研究の概要

第3章 盛土・切土によるトンネルの変形挙動の実態

第4章 地盤を介したトンネルの载荷・除荷模型実験

第5章 载荷・除荷模型実験のシミュレーション

- 第6章 盛土に関する数値解析
- 第7章 切土に関する数値解析
- 第8章 トンネルの変形メカニズムの考察
- 第9章 影響予測法の提案
- 第10章 結 論

第1章は序論であり、本研究の背景と目的、研究の対象、既往の研究事例などについて述べ、当該分野の研究の現状を把握する。

第2章では、本研究の概要と論文の構成について概説している。

第3章では、トンネル上部の盛土・切土による近接施工の実績を収集・分析し、盛土・切土によるトンネルの変形挙動と対策の実態を明らかにする。また、その結果を「既設トンネル近接施工対策マニュアル」（1995.1 鉄道総研）における近接度の区分と照合し、その区分法の妥当性と問題点を検証する。さらに、これらの知見に基づき、本研究における研究課題を抽出する。

第4章では、トンネル上部の盛土・切土によるトンネルの変形挙動のメカニズムを解明するために行った、模擬地盤内にトンネル模型を埋め込んで2次元平面ひずみ状態を設定し、地盤面から局所的な載荷・除荷を行う模型実験について述べる。この模型実験では、地盤の種類（初期剛性と非線形特性の異なる2種類の模擬地盤を作成）、トンネルの上被り、載荷・除荷幅をパラメータとし、地盤とトンネルとの相互作用を考慮した非線形な変形挙動特性を明らかにする。

第5章では、第4章の実験結果を2次元 FEM によりシミュレートし、実験を説明できる解析モデルを見出す。

第6章では、盛土によるトンネルの変形挙動について、第5章で得られた載荷時の地盤の非線形解析モデルを用いて、①盛土幅、②初期上被り、③覆工の剛性、④地山の剛性、⑤地山の非線形特性といった様々な条件の影響を、比較解析によって考察する。

第7章では、切土によるトンネルの変形挙動について、①切土の3次元的な広がりあるいは幅と上被りとの関係、②地山と覆工との接触状態、③地山の剛性（あるいは覆工の剛性）、④地山の初期応力状態の影響について、2次元 FEM を用いたパラメトリック解析によって考察する。さらに、実際のトンネルの挙動について2次元 FEM によるシミュレーションを行う。

第8章では、第2章～第7章において得られた知見をもとに、盛土・切土が地山およびトンネルの変形挙動に及ぼす影響要因を整理し、それらの要因の変形挙動への関わり方を考察する。また、その結果を踏まえて盛土・切土によるトンネルの変形メカニズムについて考察する。

第9章では、以上の成果を踏まえて盛土・切土による近接度の区分法を提案するとともに、適切な数値解析モデルを提案する。

第10章では、本論文の全体をまとめて結論を示す。

第3章 盛土・切土によるトンネルの変形挙動の実態

3.1 概 説

まず、既設トンネルに近接した盛土の施工実績 18 事例、および切土の施工実績 31 事例を収集した。

本章では、これらの施工実績に基づき、盛土・切土による既設トンネルの変形挙動と対策の実態を把握する。また、その結果を「既設トンネル近接施工対策マニュアル」（1995.1 鉄道総研）¹⁾（以下「近接施工マニュアル」という）において筆者らが提案した表 3.1.1 に示す「近接度の区分」（付属資料－4 参照）と照合し、その妥当性を検証する。さらに、これらの作業に基づき、本研究における研究課題を明らかにする。

表 3.1.1 近接度の区分

（「既設トンネル近接施工対策マニュアル」（1995.1 鉄道総研）¹⁾）

近接度の区分		定 義
近接度Ⅰ	無条件範囲	影響が及ばないと考えられる範囲
近接度Ⅱ	要注意範囲	影響が及ぶ可能性がある範囲
近接度Ⅲ	制限範囲	影響が及ぶ可能性が高い範囲

3.2 盛土による変形挙動の実態

3.2.1 事例分析

（1）収集事例

収集事例は、著者が独自に収集したものと文献調査により収集したもので、現在計画中のものも含めて18事例である（付属資料－2 参照）。表3.2.1は、収集事例のトンネル諸元、地形・地質、盛土諸元、事前対策工の状況を示したもので、盛土前のトンネルの健全度や、盛土による影響（ひび割れの進展）の有無についても併記している。

収集事例のうち17件が鉄道トンネルで、残り1件が水路トンネルである。また、トンネルの施工法は、山岳工法12件（全て在来工法）、開削工法5件（断面形状は馬蹄型）である。なお、計画中または施工中のもの（平成14年8月現在）が2件含まれている。

表では、初期土被り H と盛土高 ΔH を次のように定義している。

「初期土被り H 」：トンネル直上の盛土高が最大になる位置における盛土前の直上土被り

「盛土高 ΔH 」：トンネル直上の最大盛土高

収集事例の初期土被りは $H=0\sim 50\text{m}$ 、盛土高は $\Delta H=5\sim 45\text{m}$ の範囲のものである。これらの事例により、盛土によるトンネルの変形挙動の実態を大まかに把握する。

表 3.2.1 盛土上の収集事例一覧

No.	トンネル諸元				地形・地質		盛土諸元					事前対策工			記事			
	用途	建設年	単線 複線の別	外径(m)	覆工 材質	施工法	覆工 健全度	地形	地質 分類	初期 土被り H (m)	盛土 高さ ΔH (m)	最終 土被り ΔH (m)	形状 (横断 方向)	規模 (横断 方向)		対策工 既設トンネル側	近接側 ひび割れ 進展	
1	鉄道	1976	D		RC	開削	-	丘陵	mE	1.5	14	15.5	9.33	L	2	計画高 変更	なし	
2	鉄道	1973	D		RC	開削	-	丘陵	sS	0	20	20	∞	L	2	RC覆工	なし	
3	鉄道	1887	S並列		レンガ	在来	A2~B	台地	mS	14	5.4	19.4	0.39	谷埋め	2	* インチング・裏込 注入	構造化	
4	鉄道	1887	S並列		C	在来	A2~B	台地	mS	16	10	26	0.63	谷埋め	2	-	構造化	
5	鉄道	1934	D		CB	開削 在来	良	丘陵	mE	3	17	20	5.67	L	2	-	防護ア ーチ	
6	鉄道	1964	D		C	在来	良	台地	mS	15	45	60	3.00	谷埋め	2	裏込注入	—	
7	鉄道	1974	D		C	在来	良	山地	H	16	20	36	1.25	谷埋め	0	-	なし	
8	鉄道	1974	D		C	在来	良	山地	H	17	19	36	1.12	谷埋め	0	-	なし	
9	鉄道	1931	S		CB	在来	良	丘陵	E	1	3	4	3.00	L	1	裏込注入	なし	
10	鉄道	1974	D		C	在来	良	丘陵	H	51	10	61	0.20		0	-	なし	
11	鉄道	1974	D		C	在来	良	丘陵	mE	30	18	48	0.60	斜め	30	0	-	なし
12	鉄道	1939	S		CB	在来	良	丘陵	sS	30	15	45	0.50	L	0	-	なし	
13	鉄道	1963	D		CB	在来	良	丘陵	mE	15	8	23	0.53	L	1	裏込注入・当て 板	なし	
14	鉄道	1974	D		RC	開削 在来	—	丘陵	mE	6	29	35	4.83	谷埋め	2	RC覆工	有り	
15	鉄道	1970	D		RC	開削	良	台地	mE	2	10	12	5.00	L	2	-	防護ア ーチ	
16	鉄道	1970	D		C	在来	良	台地	mE	6.6	10	16.6	1.52	L	2	-	なし	
17	鉄道	1970	D		C	在来	A2~B	台地	sS	11	16	37	1.45	斜め	12	RC・裏込注 入	なし	
18	水路	不明	D	4.5	C	在来	不明	丘陵	mE	19	9	28	0.47	平坦	70	0	-	不明

【凡例】

- 1) 単線複線の別
S: 単線, D: 複線
- 2) 覆工材料
C: コンクリートブロック積み, レンガ積み
- 3) 地質分類
m: 泥質, s: 砂質, H: 硬岩, S: 軟岩, E: 土砂
- 4) 初期土被り H, 盛土高さ ΔH, 最終土被り h はトンネル軸線直上最大値
- 5) 横断方向の形状
平坦・斜め・谷埋め
- 6) 横断方向の規模
盛土底面のトンネル横断方向の幅を記載, L: 100m を超えるもの
- 7) 対策工ランク
ランク 0: 事前対策なし
ランク 1: 事前対策有り(落下防止 or 裏込注入)
ランク 2: 事前対策有り(覆工の補強 or 盛土計画の変更)

(2) 分析結果

ここでは、事例の傾向を総括的に分析する。

図 3.2.1 は、表 3.2.1 の各事例について、初期土被り H と盛土高 ΔH はの関係図上に、盛土による影響の有無に着目して岩種毎に整理したものである。岩種は、硬岩■、泥質軟岩●（土砂を含む）、砂質軟岩▲（土砂を含む）の3種類に区分した。「既変状○」とは、工事前に既にひび割れが生じていたものを示しており、「影響有り+」とは、盛土中または盛土後に覆工にひび割れの発生・進展が観察されたものを示している。なお、近接施工マニュアルにおける近接度区分（近接度Ⅰ，Ⅱ，Ⅲ。表 3.1.1 参照）の範囲についても図示した。

図 3.2.2 は、事前対策の程度を次の3ランクに区分し、ランク別に整理した図である。

対策ランク 0 (▲)：事前対策無し

対策ランク 1 (●)：事前対策有り（落下防止工あるいは裏込注入）

対策ランク 2 (○)：事前対策有り（覆工の補強あるいは盛土計画の変更）

ただし 覆工の補強：円形断面，RC 覆工，内巻，など

盛土計画の変更：橋梁化，防護アーチ，軽量盛土，計画高変更，など

これらの図から、次のことが分かる。

- ① 覆工にひび割れが発生・進展した事例は、18 例中 2 例のみで、後述する切土の場合に比べると少ない（切土の場合は 23 例中 7 例）。
- ② 多くの事例で事前対策が行われている。特に、近接度Ⅱ～Ⅲでは、硬岩の 2 例を除き全てのケースで対策工が実施されている。
- ③ 対策ランク 2 の事例は、既変状の 2 例を除き近接度Ⅲに集中している。
- ④ 既変状の事例（3 例）は、近接度にかかわらず何れも対策ランク 2 である。

上記①について、ひび割れが発生進展した事例は、表 3.2.1 の No.5, No.14 である。何れも近接度Ⅲの土砂地山のもので、No.5 はトンネル上に防護アーチを設置した例、No.14 は建設時に円形 RC 覆工として対応した例である。これらの事例については、3.2.2 において詳述する。

上記②について、硬岩で事前対策が行われていない事例は、表 3.2.1 の No.7 および No.8 である。これらの事例についても 3.2.2 において詳述する。

上記③と④について、既変状の事例 3 例は、表 3.2.1 の No.3, No.4, No.17 である。No.3, No.4 は、老朽化の進んだレンガ覆工のトンネルで、橋梁に計画変更された事例である。No.17（計画中）は、地圧による変状が生じていると考えられるトンネルで、軽量盛土により対応されている事例である。

以上の結果より、盛土に対しては、近接度Ⅰ～Ⅲの区分に応じた対応が成されているものと解釈され、近接度と事前対策の関係は、概ね以下のようなものである。

- ・近接度Ⅰ：対策ランク 0
- ・近接度Ⅱ：対策ランク 1
- ・近接度Ⅲ：対策ランク 2

なお、同じ近接度でも切土に比較すると事前対策を行った例は圧倒的に多い（3.3 参照）

このように、盛土に対しては一般に重度な事前対策が行われるため、トンネルへの影響を事前に相当回避できるものと理解できる。

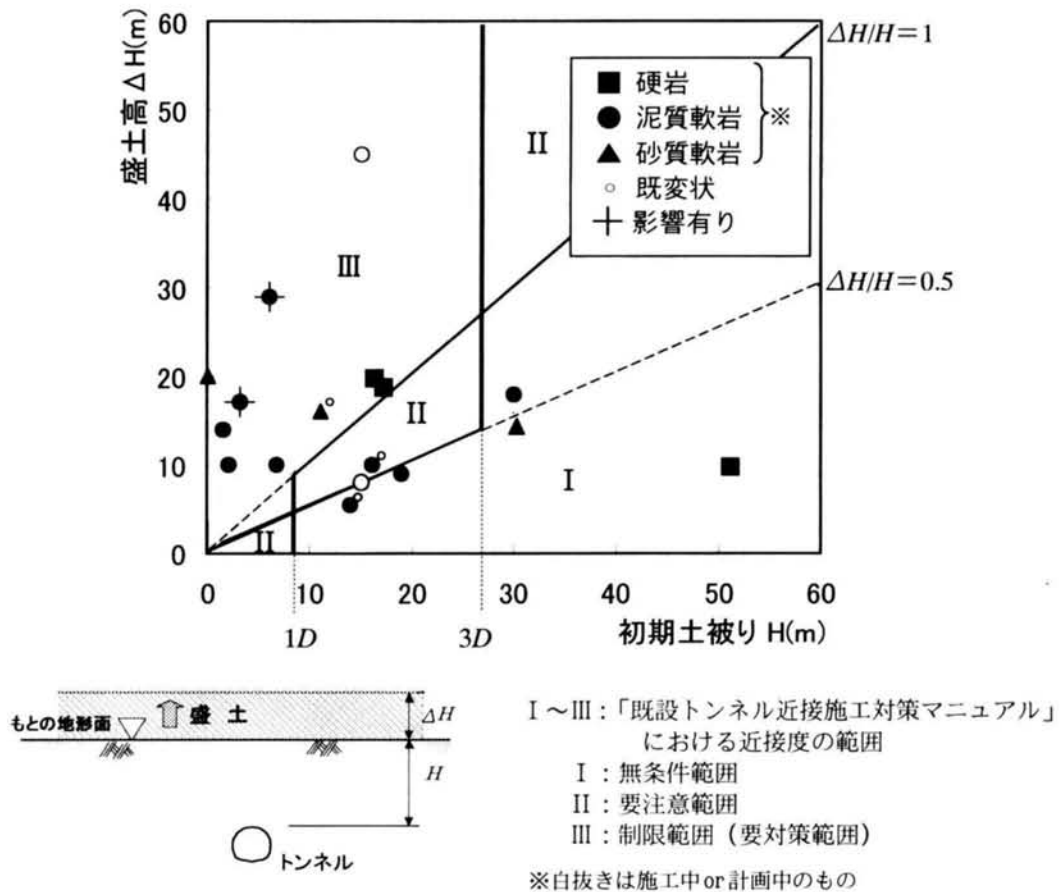


図 3.2.1 盛土事例の岩種別・影響別分布（初期土被り H と盛土高 ΔH の関係）

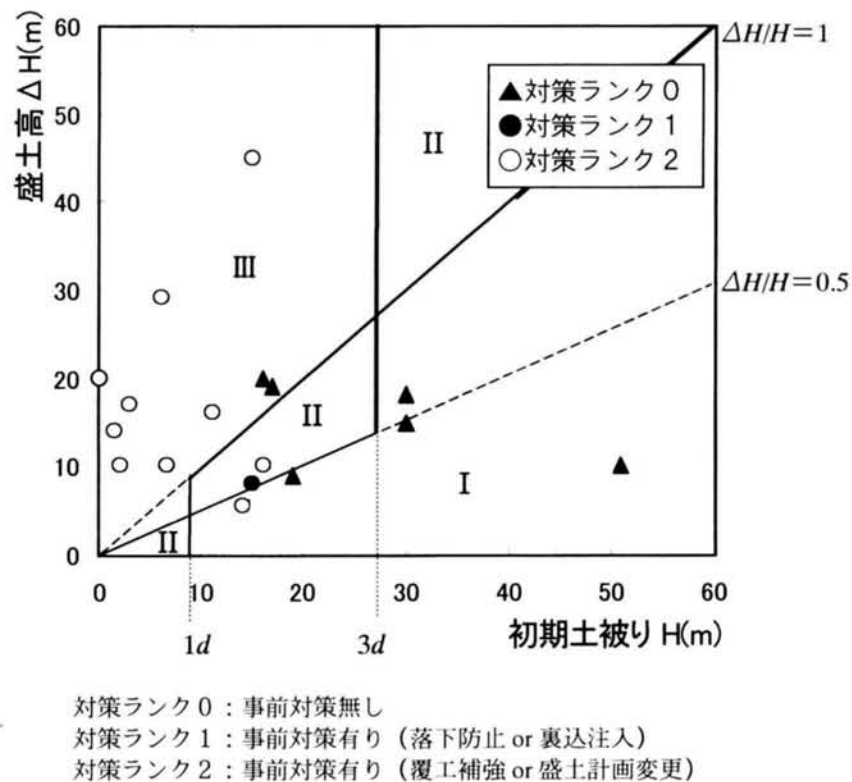


図 3.2.2 盛土事例の対策工別分布（初期土被り H と盛土高 ΔH の関係）

3. 2. 2 影響事例

ここでは、盛土によりトンネル覆工への影響が把握された事例を3例、橋梁基礎岩盤の計測結果の事例を1例示す（表 3.2.2 参照）。これらの事例から、盛土によるトンネルの変形挙動の実態を把握する。

表 3.2.2 掲載事例の一覧（盛土関係）

名称	概 要	表 3.2.1 との関連
事例 A	盛土荷重を事前に考慮してトンネル覆工を RC 円形断面のトンネルとした例	No.14
事例 B	既設トンネル上部に防護アーチを施工した例	No.5
事例 C	事前防護を行わず、監視計測により対応した例	No.7
事例 D	大型橋梁基礎設置時の基礎岩盤の発生ひずみの計測例	—

3. 2. 2. 1 事例A

（1）概要²⁾

1）盛土工事の概要

トンネル上部において盛土が計画されていたため、その荷重を想定した円形断面の RC 覆工として設計・施工された、炭田地帯に位置するトンネルの事例である。盛土は「捨てボタ」によるもので、土被り 0～15m 程度のトンネル上部に最大 30m 程度盛り立てるものである。盛土工事はトンネル完成後に計画どおり行われ、盛土前後のトンネルの変形挙動が計測されている。

2）トンネル概要

昭和 49 年(1974 年)に建設された延長 695m の複線断面の鉄道トンネルである。ボタによる盛土が行われた区間は、図 3.2.3 に示すように入口から約 400m までの区間で、このうち円形断面（RC 構造）の区間は、開削工法による区間 a と、山岳工法による区間 b である。区間 a と区間 b のトンネル構造は、図 3.2.4 に示すようである。

なお、覆工には盛土により軽微な引張りび割れが生じたが、現在はほぼ健全な状態である。

3）地形・地質（図 3.2.3）

トンネル部の地質は、入口より 140m までの区間はいわゆる「捨てボタ」で、区間 a はその区間中にある。区間 b も含めたそれより終点方の区間は、基盤である古第三紀の頁岩・砂岩互層であるが、掘削の結果、頁岩・砂岩互層は予想より風化が甚だしく、クラウン付近は全区間を通じて粘土化していた。なお、入口より 100m までの区間では、施工基面より約 20m 下方に石炭採掘後の古洞が確認されており、浅所陥没や盆状沈下を防ぐためにトンネル施工前に古洞への注入が行われている。

（2）対策²⁾

トンネル覆工の設計時点で盛土計画が明らかであったため、図 3.2.4 で示したように、円形の RC 構造の覆工として設計された。設計は、シールドトンネル覆工の設計に用いられる慣用計算法³⁾に基づいた構造計算により行われている。なお、設計地盤反力係数は $k=300\text{kN/m}^3$

(区間 a, b), 設計上被りはアーチアクションの期待の度合いを考慮して各々 15m (区間 a), 10m (区間 b) と設定されている。

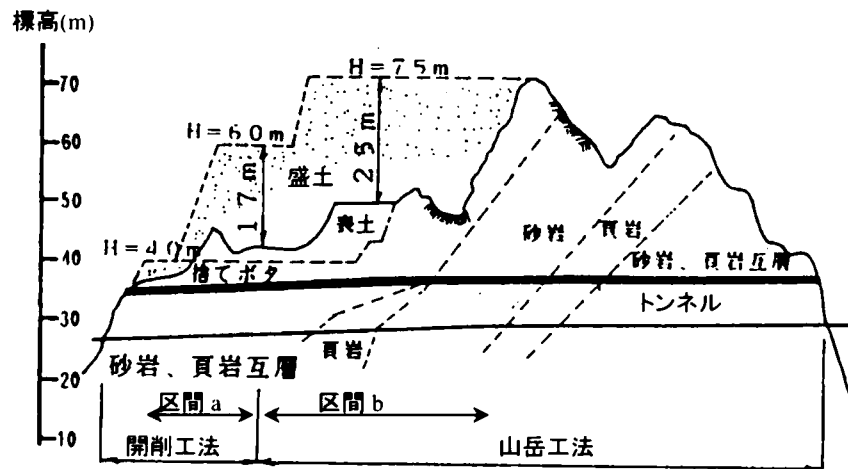


図 3.2.3 トンネル縦断面図（事例 A）²⁾

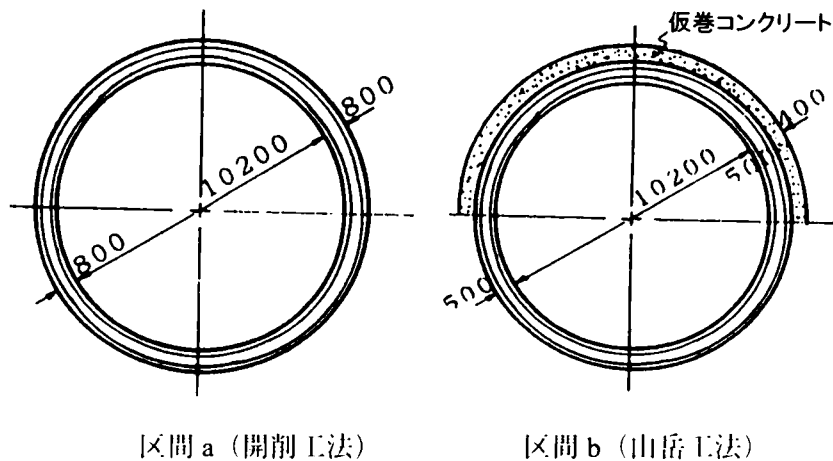


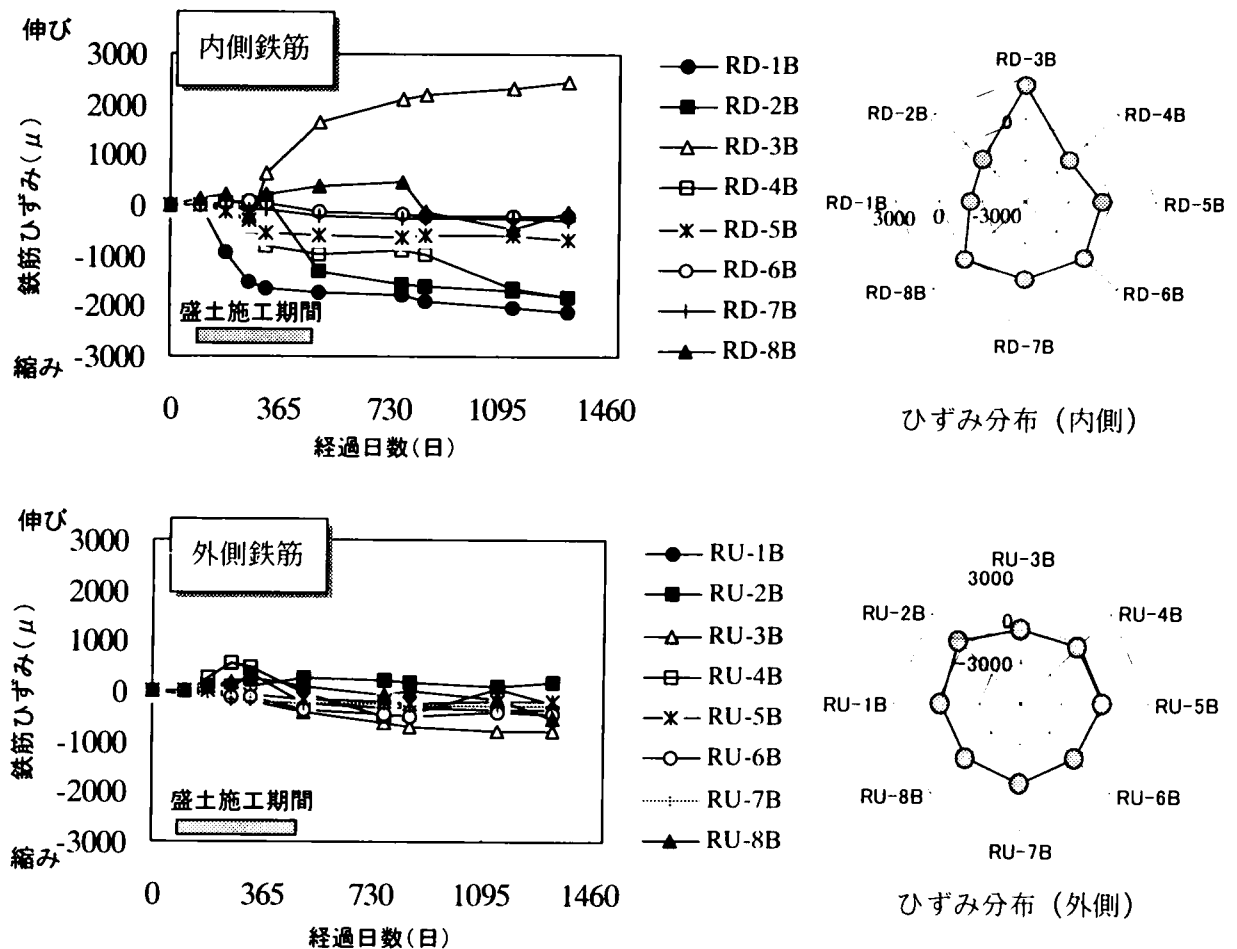
図 3.2.4 トンネル断面形状 (事例 A) ²⁾

(3) 監視計測

トンネル施工時に区間 a、区間 b それぞれ 1 断面において鉄筋計が設置され、盛土前後の長期の監視計測が行われた。図 3.2.5 は区間 a における計測結果である。この計測結果より、鉄筋ひずみは、天端内面で過大な引張ひずみ (2500μ) が生じ、側壁部内面をはじめとしてそれ以外の計測点では圧縮ひずみ (最大 -2000μ) が卓越する結果となった。すなわち、アーチ天端部で正曲げ、アーチ肩～側壁部で負曲げという上部載荷による一般的な変形形態を示すとともに、アーチ天端では曲げが卓越し、アーチ肩～側壁部では軸力が卓越する変形挙動であった。また、その変形挙動は、盛土終了後も比較的長期にわたって増大する傾向を示した。

なお、アーチ天端には軽微ながら軸方向の引張りび割れが発生しており、上記のような変形形態であったことが裏付けられた。

当該トンネルは、更に変形が進行するような状況には至らず、その後は安定しており、健全な状態にある。



(4) 考察

この事例のように、事前に近接施工が計画されている場合には、円形断面の RC 覆工のトンネルとする等の設計段階での対応が可能である。覆工には、盛土によりやや想定を超えた応力が生じたが、構造的に有利な円形断面で設計されたためにトンネル構造としての安全性は十分に維持されたものと考えられる。

建設時点で盛土による影響を考慮してトンネルが設計された事例は、他にも数例認められる (例えば文献⁴⁾・⁵⁾)。これらの施工実績によれば、概ね設計どおりのトンネルの変形挙動が把握されているようであるが、設計外力の設定方法については課題が残されているものと思われる。

3. 2. 2. 2 事例B

(1) 概要

1) 盛土工事の概要 (図 3.2.6)

宅地造成のため、既設の鉄道トンネル直上部に延長約 150m にわたって盛土が施工された例である。このうちトンネルが開削工法により施工された区間約 40m 間は、土被りが最小 2m と薄い上に盛土高も約 16m となるため、事前防護対策が必要とされた。

2) トンネル概要

昭和9年(1934年)に建設された複線断面のトンネルで、アーチ部がコンクリートブロック、側壁部が石積みで構成されている。盛土区間は開削工法により施工されており、アーチ部の巻厚は 800mm で、インバートは設置されていない。なお、アーチ部には盛土前より軽微な軸方向のひび割れ(目地切れ)が認めれていた。

3) 地形・地質

標高 50～80m の丘陵地を貫くトンネルであるが、盛土箇所はその谷部であり、初期土被りは 2.5～6m 程度である。トンネル周辺の地質は、図 3.2.6 に示すように、軟質な洪積粘性土層(軽石質あるいは凝灰質、N 値 20 未満)である。

(2) 対策

開削工法で施工された約 40m の区間については、特に土被りが浅いことに加えて盛土荷重が大きく、その影響が避けられないと判断され、ベノト杭(φ1.5m、間隔 3.3m)で支持される RC 構造の防護アーチによる事前防護工が設計・施工された。防護アーチの主な諸元は、図 3.2.7 のとおりである。

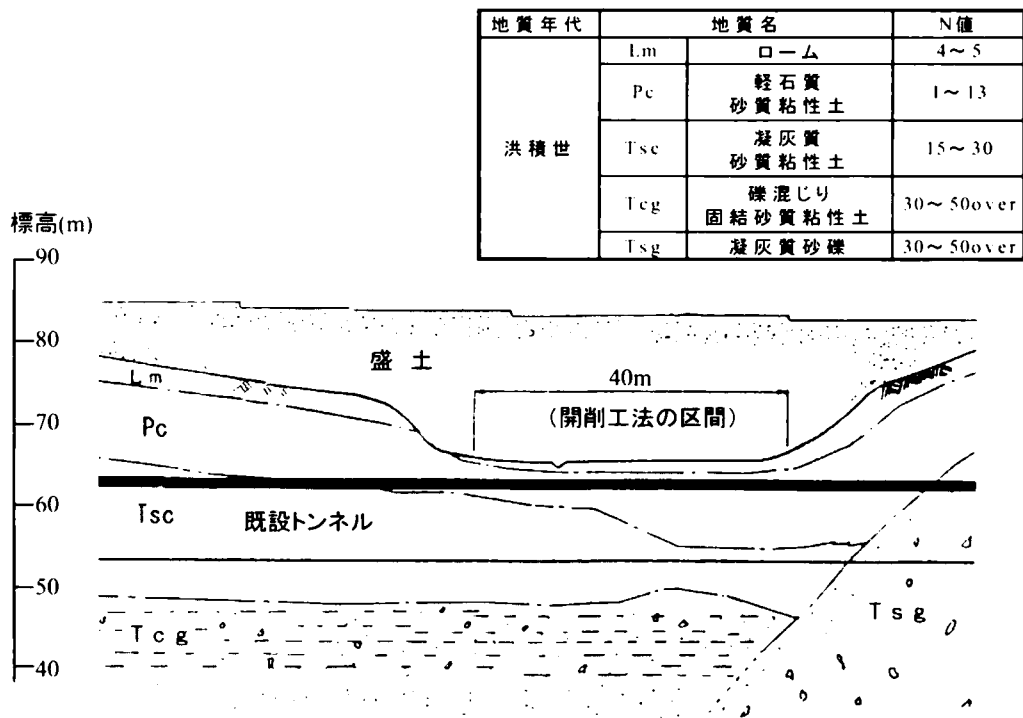


図 3.2.6 盛土区間のトンネル縦断図 (事例 B)

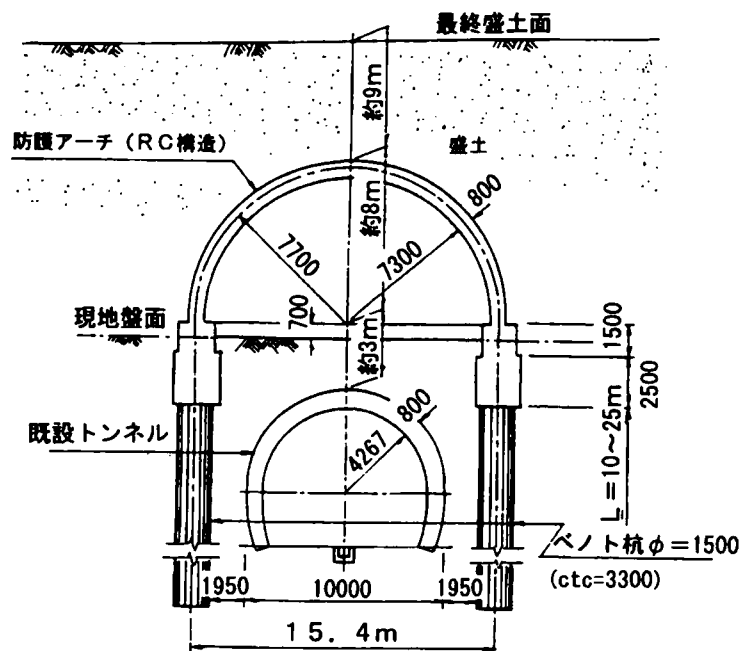


図 3.2.7 防護工の概要 (事例 B) 1)

(3) 監視計測

防護工施工中および盛土施工中に、トンネル路盤部の水準測量、内空変位計測、ひび割れ計測の他、防護工の水準測量が行われた。

その結果、防護工完成後の盛土の施工に伴い、トンネルの側壁部に軸方向のひび割れが発生した (図 3.2.8 参照)。このひび割れは、盛土荷重の基礎杭間からの回り込みによる側圧が作用したためである、と考えられる。なお、盛土施工後には進展していないことが確認されている。

この事例のように、盛土荷重が大きく土被りが浅い場合には、防護アーチにより事前防護工が行われることがある (例えば、表 3.2.1 に示す No.6, No.15)。ただし、この事例からも分かるように、盛土荷重による3次元的な影響も考慮した事前防護工の設計が要求されている。

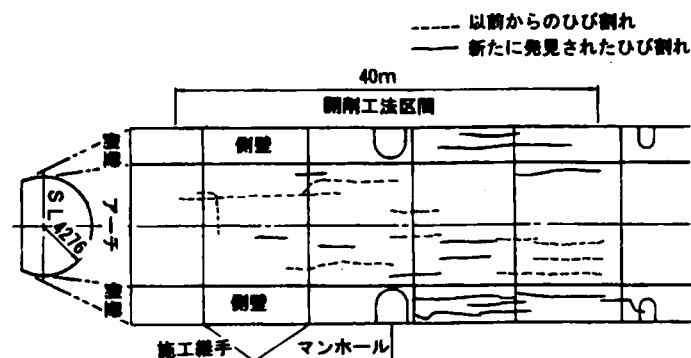


図 3.2.8 トンネル覆工の盛土前後のひび割れ展開図 (事例 B)

3.2.2.3 事例C

(1) 概要

1) 盛土工事の概要 (図 3.2.9)

トンネル直上部において、延長 800m にわたり切土と盛土による大規模な宅地造成工事が行われた例である。図中の B 区間と C 区間では各々初期土被り $H=16\text{m}$, 17m に対して最大 $\Delta H=20\text{m}$, 19m の盛土が行われた。地山が硬岩でありトンネルが健全であったことから、施工中の監視計測によって対応された。

2) トンネル概要

昭和 49 年(1974 年)に建設された複線断面の鉄道トンネルで、矢板工法により施工された無筋の場所打ちコンクリート覆工のトンネルである。アーチ部の巻厚は B 断面で 700mm, C 断面で 700mm で、インバートは設置されていない。なお、覆工は健全な状態であった。

3) 地形・地質

穏やかな起伏をもつ丘陵地を貫くトンネルで、地質は古生代の分離面の発達した粘板岩、輝緑凝灰岩である。

(2) 対策

この事例では、事前に 2 次元線形弾性 FEM による予測解析が行われ、その結果をもとに事前対策は不要と判断された。なお予測解析では、トンネル周辺地山の変形係数 $D=2700\text{MPa}$ (B 断面), $D=1700\text{MPa}$ (C 断面) が用いられ、覆工の最大主応力は何れも 0.5MPa 未満と予測された。

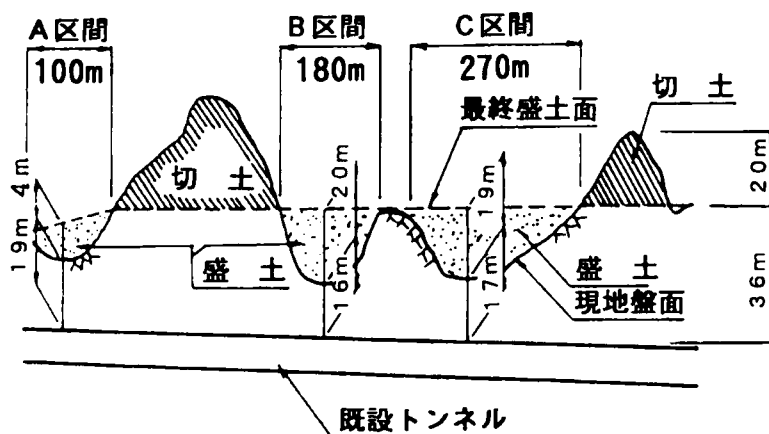


図 3.2.9 盛土工事区間の縦断図 (事例 C)

(3) 監視計測

盛土直下の 8 断面において、アーチ天端内面の周方向ひずみが計測された。図 3.2.10 は、B 区間および C 区間におけるひずみの経日変化を示したものである。図に示すように、最大 200μ の圧縮ひずみが計測されている。なお、盛土期間の坑内温度が 10°C から 20°C に上昇しているので、温度応力に伴う挙動(伸び)とは逆である。すなわち、この値はコンクリートの圧縮ひずみの限界値 3500μ の $1/10$ 未満であり問題のない値であるが、盛土による影響を捉えたも

のであると考えられる。

アーチ天端部にこのような圧縮応力を生じたのは、アーチ天端部に背面空洞があるために、盛土による増加圧力がアーチ天端部に直接作用することなく、アーチ肩部から側壁部にかけて作用したためであると考えられる。なお、施工後、上部地山の安定を保つために裏込注入による事後対策が講じられている。

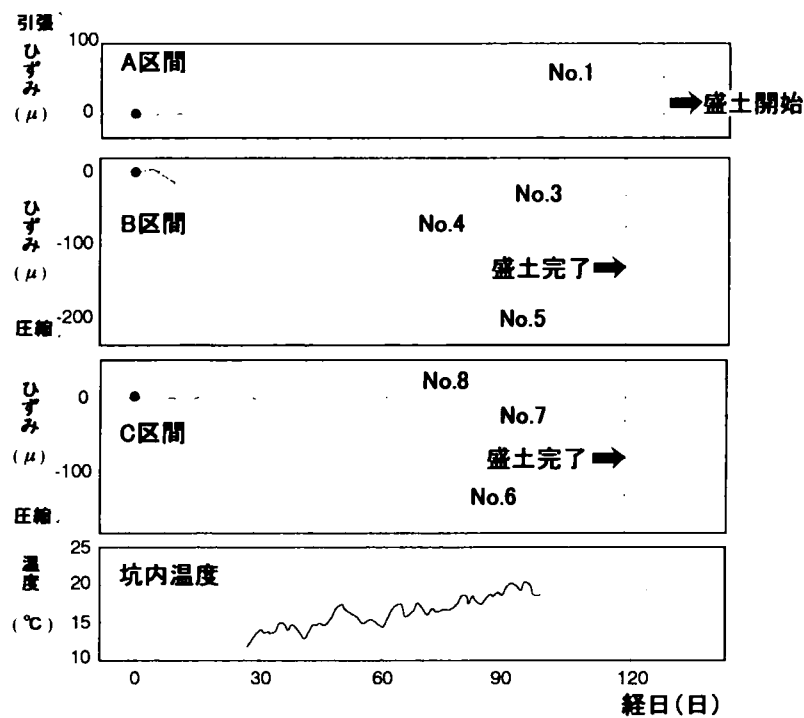


図 3.2.10 アーチ天端覆工内面ひずみ値の経日変化（事例 C）

3.2.2.4 事例D⁶⁾

類似例として、本州四国連絡橋の明石海峡大橋における基礎岩盤の鉛直ひずみ計測結果を、図3.2.11に示す。この例では、ピア2P（設地圧0.52MPa）とピア3P（設地圧0.47MPa）における基礎中心軸に沿った鉛直ひずみの深度分布が示されている。基礎岩盤の地質構造は、図中に示すように、明石層群（洪積砂礫）、神戸層群（新第三紀堆積岩）、花崗岩である。基礎の設地面に近い浅いところでは、 5×10^{-3} 程度のひずみが測定されているが、深さ方向にひずみが次第に減少し、設地面からの深さ120m（基礎直径の約1.5倍）では 10^{-5} 程度である。

なお、設置圧0.52MPaという値は、盛土高にすれば概ね30m程度である。このような設地圧の大きい大規模構造物基礎においても、比較的硬質な地盤のひずみレベルは 10^{-3} オーダーであり、応力分散に伴って深さ方向に大きく減少してゆくことがわかる。

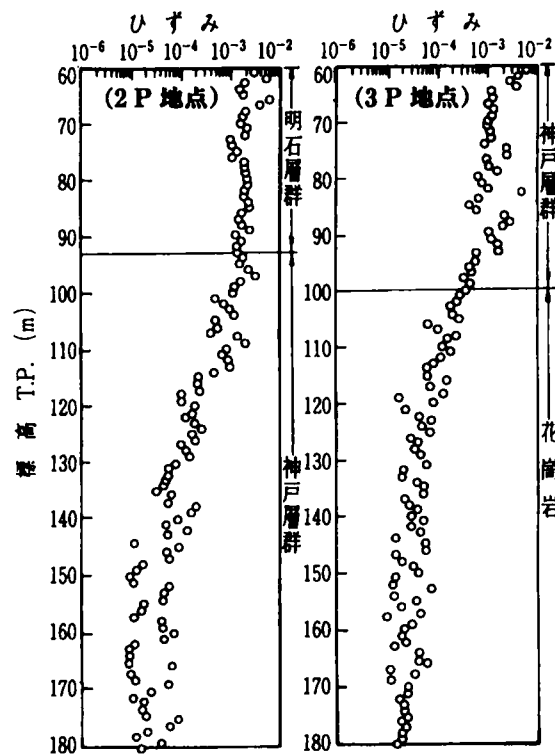


図3.2.11 明石海峡大橋橋脚直下における地盤の鉛直ひずみ分布の計測例⁶⁾

3.2.3 考 察

盛土に関する実績分析より、トンネルの変形挙動に関して以下の知見を得た。

- (1) 盛土によりトンネルは鉛直方向に縮む変形を生じるが、十分安全側の事前対策が成されることが多いので、覆工のひび割れ発生等の有害な影響が生じた例は少ない。
- (2) ただし、以下について留意すべきと考えられる。
 - ① トンネル構造の補強（円形断面にすることなど）や防護アーチの設置といった重度の対策が講じられたにもかかわらず、覆工にひび割れや変形が生じた例が見られる（事例 A、事例 B）。
 - ② 既変状のトンネルは、変状が助長されやすい（事例 B）。
 - ③ 硬岩地山中のトンネルの場合は、大規模な盛土が行われてもその影響は小さい（事例 C）。
 - ④ 盛土による地中応力の増分は、 $\sigma=0.4\sim0.6\text{MPa}$ 程度（盛土高 $\Delta H=20\sim30\text{m}$ ）までの場合が多く、この範囲における比較的硬質な地山のひずみ増分は、事例 D から分かるように 10^{-3} オーダーである。したがって盛土によるトンネルへの影響予測においては、このひずみレベルより低い領域での地山剛性の評価が重要である。
- (3) 施工実績を「近接施工マニュアル」の近接度区分と比較すると、近接度Ⅲの場合には重度な対策（対策ランク 2）が一律実施され、近接度Ⅰの場合にはほぼ無対策（対策ランク 0）で対応が成されている。今回の収集事例のみから詳細な考察を行うことは難しいが、これらの事例に照らして判断する限り、この近接度区分法は十分安全側の評価を与えているものと考えられる。

現行の近接度区分法は、図 2.1.1 から明らかなように、土被りに応じて近接度を低減させるものであり、以下の点を前提にしている。

- ① 盛土による地中応力は、深さ方向への応力分散により大きく減衰すること
- ② 地下深部ほど地山は硬くなること

しかしながら、例えば、初期土被り $H=20\sim30\text{m}$ を超える場合のトンネル上での大規模な盛土の実例が少なく、このことを実績から検証することができない。すなわち、以下の事項について更に考察を加え、現行区分法の妥当性を再評価する必要がある。

- 1) 地山の種類、地山剛性、地山の非線形な特性、更には覆工構造に応じて生じる変形挙動の差異

※例えば、硬岩では近接度Ⅲでも影響を殆ど受けないことがある。

逆に、土砂地山では近接度Ⅰでも問題になるケースもあり得る。

- 2) 盛土の広がりあるいは土被りに応じて生じる変形挙動の差異

以上の課題を検証するためには、さらに詳細な計測実績の蓄積、あるいは、実験・解析的アプローチによることが必要であると考えられる。

3.3 切土による変形挙動の実態

トンネル上部の切土工事は最近比較的多く実施されており、切土によるトンネルの変形挙動に関する事例報告もいくつかなされている^{5)、7)~18)}。しかし、これらの実績データが統一的に論議されることはほとんどなく、現時点ではそれぞれ個別の問題として評価されている。

そこで、まず、これまでのトンネル上部切土の施工実績を調査し、トンネルの変形挙動の実態を大まかに把握する。次に、これらの中から代表的な事例数例を取り上げ、切土の規模や形状、地質（岩種、地山剛性）、トンネル構造（形状、覆工構造）、トンネルの状態（健全度等）などの影響の特徴を把握する^{19)、20)}。

3.3.1 事例分析

(1) 収集事例

収集した事例は、著者が独自に収集したものと文献調査により収集したもので、現在計画中のものを含め31事例である（付属資料－3参照）。表3.3.1は、これらの収集事例のトンネル諸元、地形・地質、切土諸元、事前対策工の状況を整理して示したものである。なお、ここでは切土前のトンネルの健全度や、切土による影響（ひび割れの進展）の有無についても併記している。

表中の「残存土被り比」は、切土完了後の残存土被り h と切土実施前の初期土被り H の比「 h/H 」として定義する（図3.3.1参照）。残存土被り比は、値が小さいほど初期土被りに対して切土量が多いことを表し、トンネルに対する影響の程度を概略的に把握できる値であると考えられる。

表3.3.1に示した31事例のうち、26件が鉄道、2件が道路、3件が通信などのトンネルである。また、トンネル施工法は、山岳工法25件（うちNATM5件）、シールド工法6件である。

収集事例の地形を分類すると、丘陵地（65%）、台地（13%）、低地（22%）である。地質は、中・古生代から第四紀更新世の硬岩・軟岩・土砂の広い範囲のものである。

切土の形状は多岐にわたっており、ここでは、表の凡例に示すようにトンネル上部を平坦に切土するもの、トンネル上部を凹型にのりをつけて切土するもの、凹型で土留め壁により垂直に切土するもの、トンネル斜め上方を切土するものの4種類に分類して示した。

収集事例の初期土被りは $H=10\sim 50\text{m}$ で、切土高は $\Delta H=8\sim 30\text{m}$ 、残存土被りは $h=30\sim 0\text{m}$ の範囲のものである。なお、残存土被り比 $h/H<0.5$ のものが約8割を占める。

これらの事例により、切土によるトンネルの挙動の実態を大まかに把握する。

表3.3.1 切土の収集事例一覧(1/2)

No.	トンネル諸元				地形・地質		切土諸元						事前対策工				記事			
	用途	建設年	単線 複線の別	外径(m)	覆工 材質	施工法	覆工 健全度	地形	地質 分類	初期 土被 H (m)	切土 高さ ΔH (m)	残存 土被 h (m)	残存 土被り 比h/H	形状 (横断 方向)	規模 (横断 方向)	対策工 ランク		既設トンネル側	近接側	ひび割れ 進展
1	鉄道	1929	D	8.4	C	在来	良	丘陵	mS	40	30	10	0.25	平坦	130	0	なし	なし	なし	
2	鉄道	1997	D	9.6	C	在来	良	丘陵	mS	30	21	9	0.30	斜め	45	0	事後・クラック注 入	切土遮 度制限	有り	朝倉他1996 ⁷⁾
3	鉄道	1978	D	8.5	C	在来	A2~B	丘陵	mS	30	10	20	0.67	平坦	150	0	事後・クラック注 入	切土遮 度制限	有り	朝倉 1997 ⁸⁾
4	鉄道	1983	D	8.5	C	NATM	良	丘陵	H	14	8	6	0.43	平坦	75	0	なし	切土遮 度制限	なし	
5	鉄道	不明	S	6.0	C	在来	良	丘陵	H	27	16	11	0.41	斜め	70	0	なし	切土遮 度制限	なし	
6	鉄道	1974	D	8.5	C	在来	A2	台地	sE	16	9.7	6.3	0.39	斜め	40	2	裏注・内巻	切土遮 度制限	有り	
7	鉄道	1888	S	5.5	C・レンガ	在来	良	丘陵	mS	38	25	13	0.34	斜め	30	1	裏注	切土遮 度制限	なし	小島他1998 ⁹⁾
8	鉄道	1973	D	8.5	C	在来	良	丘陵	mE	27	10.5	16	0.59	平坦	200	0	なし	なし	なし	1期施工
9	鉄道	1973	D	8.5	C	在来	良	丘陵	mE	22	10	12	0.55	平坦	200	0	なし	なし	なし	2期施工
10	鉄道	1973	D	8.5	不明	在来	良	丘陵	sS	50	20	30	0.60	斜め		0	なし	なし	なし	
11	道路	不明	D	8.5	C	—	不明	丘陵	H	15	10	5	0.33	斜め			不明	不明	なし	
12	鉄道	1970	S	7.1	Rcセ	シールド	良	低地	sE	10	9.05	0.95	0.10	凹箱	60	2	なし	非開削・ 裏注	なし	小島他1992 ¹⁰⁾
13	鉄道	1972	D	9.9	C	在来	良	台地	mS	26	20	6	0.23	平坦	70	1	裏注	なし	なし	
14	鉄道	不明	S	5.3	吹付C	NATM	不明	丘陵	mS	25.6	17.5	8.1	0.32	凹法	25	0	なし	なし	不明	満尾他1995 ¹¹⁾
15	鉄道	1976	S	6.0	C	在来	不明	丘陵	sS	22	12	10	0.45	斜め	∞	0	なし	なし	なし	土屋他1987 ¹²⁾
16	鉄道	不明	S併列	6.8	不明	シールド	不明	低地	sE	11	7	4	0.36	凹箱	70		不明	不明	不明	村山他1982 ¹³⁾
17	鉄道	不明	S	3.7	不明	シールド	不明	低地	sE	15	12	3	0.20	平坦	∞		不明	不明	不明	〃
18	道路	不明	—	6.1	吹付C	NATM	不明	丘陵	sS	21	21	0	0.00	凹法	30	0	なし	なし	不明	桜井他1990 ¹⁴⁾
19	ベルン	不明	—	5.2	RC	在来	不明	丘陵	sS	21	13.5	7.5	0.36	平坦	60	0	なし	なし	不明	〃
20	通信	不明	—	3.2	鋼製セ	シールド	不明	低地	mE	23	22	1	0.04	平坦	∞	2	二次覆工RC	なし	有り	中川他1996 ¹⁵⁾
21	ベルン	不明	—	5.8	C	NATM	不明	丘陵	H	10	9	1	0.10	平坦	25	0	なし	なし	有り	保岡他1993 ¹⁶⁾
22	鉄道	1976	S併列	7.1	Rcセ	シールド	良	低地	smE	18.7	17.9	0.8	0.04	平坦	∞	2	セメント防護 シ・裏注	なし	有り	東工技報1990 ¹⁷⁾
23	鉄道	1970	D	10.0	不明	シールド	不明	台地	mS	12.5	12.5	0	0.00	平坦	15	2	セメント防護	防護	不明	大阪地盤1977 ¹⁸⁾

表3.3.1 切土の収集事例一覧 (2/2)

No.	トンネル諸元					地形・地質		切土諸元					事前対策工			記事			
	用途	建設年	単線 複線の別	外径(m)	覆工 材質	施工法	覆工 健全度	地形	地質 分類	初期 土被り H (m)	切土 高さ ΔH (m)	残存 土被り h (m)	残存 土被り 比h/H	形状 (横断 方向)	規模 (横断 方向)		対策工 ランク	既設トンネル側 近接側	ひび割れ 進展
24	鉄道	1973	S		C	在来	良	丘陵	H	10	10	0	0.00	平坦		0	事後クラフ注 入	事後補 壁防護	有り
25	鉄道	不明	D		C	在来	良	丘陵	sS	48	26.5	21.5	0.45	平坦		0	なし		
26	鉄道	1937	S	6.0	CB	在来	A2~B	丘陵	H	15	13	2	0.13	斜め		2	裏注・内巻		
27	鉄道	1964	D		C	在来	良	丘陵	mS	123	65	58	0.47	平坦		1	裏注	なし	計画中
28	鉄道	建設中	D	10.0	C	NATM	良	山地	H	140	105	35	0.25	斜め		2	SFRC工工	制限発 破	計画中(設計時考慮)
29	鉄道	不明	D大	14.8	C	在来	良	台地	mE	28	14	12	0.43	斜め		2	裏注	切土高 家更	計画中
30	鉄道	1977	D	9.9	C	在来	良	丘陵	H	55	30	25	0.45	斜め		0	なし	制限発 破	計画中
31	鉄道	不明	D	11.0	C	在来	良	丘陵	H	64	36	38	0.59	凹法		1	裏注		計画中

【凡例】

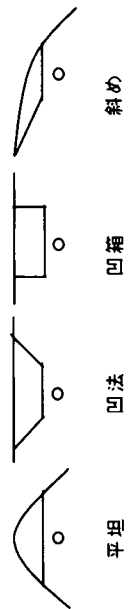
1) 単線複線の別
S: 単線, D: 複線

2) 覆工材料
C: 場所打ちコンクリート, CB: コンクリートブロック積み, レンガ積み
RCセ: RCセグメント, 鋼製セ: 鋼製セグメント, 吹付C: 吹付けコンクリート

3) 地質分類
m: 泥質, s: 砂質, H: 硬岩, S: 軟岩, E: 土砂

4) 初期土被りH, 切土高さΔH, 残存土被りhは、図3.3.1参照。

5) 横断方向の切土形状: 下図による。



6) 横断方向の規模
盛土底面のトンネル横断方向の幅を記載。∞: 100mを超えるもの。

7) 対策工ランク
ランク0: 事前対策なし
ランク1: 事前対策有り(落下防止 or 裏込注入)
ランク2: 事前対策有り(覆工の補強 or 切土計画の変更)

(2) 挙動の全体傾向

図 3.3.1 は、表 3.3.1 の各事例について、切土量 ΔH と残存土被り h の関係図上に、切土による影響の有無に着目して岩種毎に整理したものである。岩種は、硬岩■、泥質軟岩●、砂質軟岩▲の3種類に区分した。なお、泥質軟岩には洪積粘性土を含め、砂質軟岩には洪積砂質土を含めた。「影響あり+」とは、切土中あるいは切土後に覆工にひび割れの発生・進展が確認されたもの、「既変状○」とは、工事前に既にひび割れが生じていたものである。

図3.3.1より、トンネルの変形挙動には概ね以下のような傾向にあることが分かる。

- ① 覆工に顕著な影響（ひび割れ）が生じた例は少ない。
- ② ただし、その影響の程度は比較的軽微であるものの、切土によってひび割れが発生・進展した事例は、盛土による場合に比較すると多い傾向にある（7例）。
- ③ 切土量 ΔH よりも残存土被り h あるいは残存土被り比 h/H に左右され、「影響あり」（+で表示）は $h < 10\text{m}$ あるいは $h/H < 0.2 \sim 0.3$ の範囲に概ね限られる。
- ④ 砂質軟岩より泥質軟岩の方が影響を受けやすい。なお硬岩では、発破の影響と考えられる残存土被り h が 0m に近い場合の事例を除き影響は認められない。
- ⑤ 既変状のトンネル（○）は、健全度が良好なトンネルより切土による影響を敏感に受け、変状が助長されやすい。

一方、図 3.3.2 は、対策工（ランク 2，1，0）別に整理した図である。

対策ランク 0：事前対策なし

対策ランク 1：事前対策有り（落下防止 or 裏込注入）

対策ランク 2：事前対策有り（覆工の補強 or 切土計画の変更）

表 3.1.1 に示した「近接施工マニュアル」における近接度Ⅰ，Ⅱ，Ⅲとの対比を行うと、

- ・近接度Ⅱ，Ⅲにおいても軟岩地山で無対策の例が見られる。
- ・盛土と同様にほぼ近接度Ⅰ～Ⅲの区分に応じて対応が成されており、概ね以下のような関係にあるようである。

近接度Ⅰ：対策ランク 2～1

近接度Ⅱ：対策ランク 1～0

近接度Ⅲ：対策ランク 0

この傾向を盛土の場合と比較すると、切土の場合は、盛土より 0.5 ランク程度低い対応が成されているように見える。

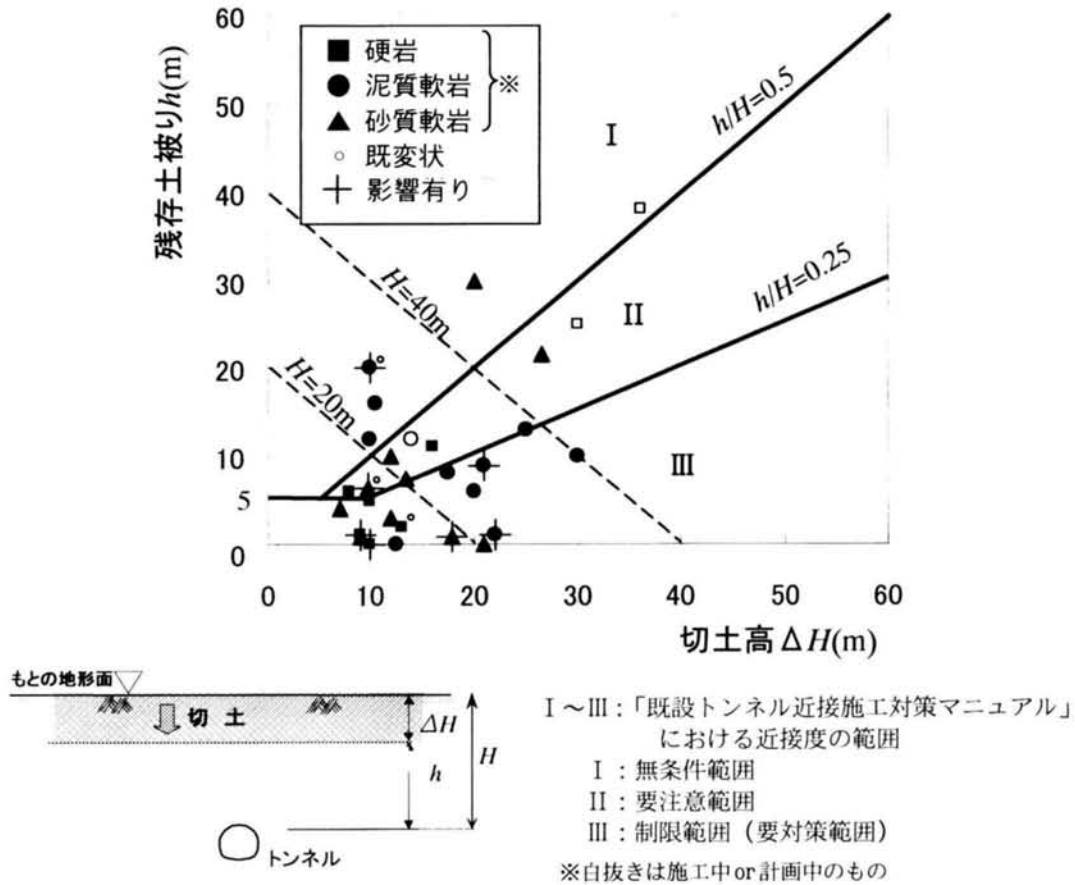


図3.3.1 切土事例の岩種別・影響別の分布(切土高 ΔH と残存土被り h の関係)

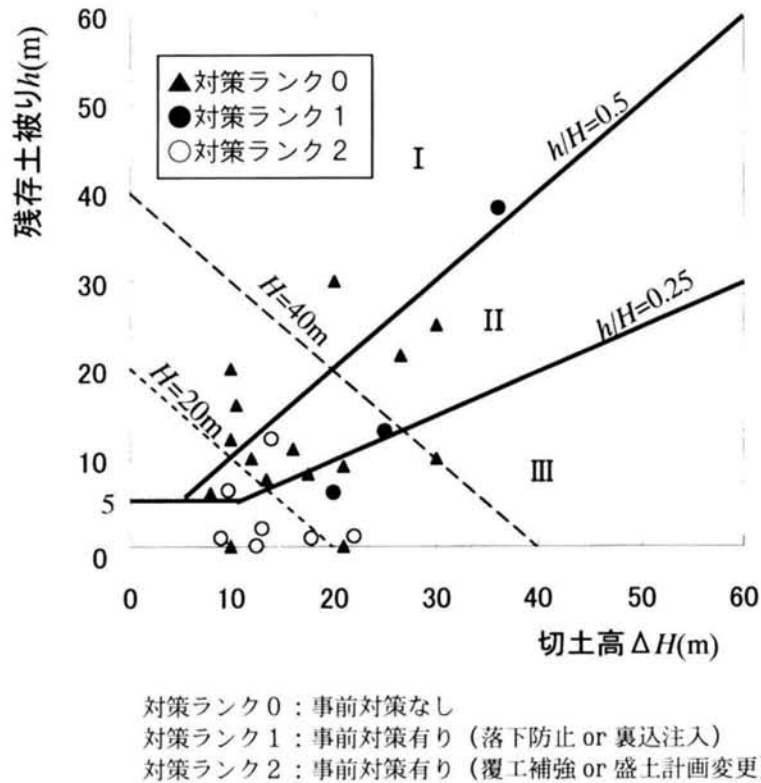


図3.3.2 切土事例の対策工別分布(切土高 ΔH と残存土被り h の関係)

(3) トンネルの隆起

図 3.3.3 は、切土高 ΔH と残存土被り h の関係図上に切土後におけるトンネルの路盤隆起量 δ の分布を示したものである。また、図 3.3.4 は、残存土被り h と路盤隆起率 $\delta/\Delta H$ (切土高 1m あたりの平均隆起量(mm)) との関係である。これらの図より、切土による地盤のリバウンドに伴うトンネルの隆起挙動には次の傾向があることが分かる。

- ① 切土高 ΔH が大きく残存土被り h が小さいほど路盤隆起量 δ は大きくなり、 δ が 10mm を超えるような比較的顕著な隆起を示した例は、 $h < 10\text{m}$ あるいは $h/H < 0.2 \sim 0.3$ の範囲に限られている。また、 $h=0\text{m}$ に近づくと著しく δ が大きくなる。
- ② 泥質軟岩では、 $h > 10\text{m}$ あるいは $h/H > 0.2 \sim 0.3$ でも比較的大きな隆起が生じる傾向にある。

(4) トンネルの変形（内空変位）

図 3.3.5 および図 3.3.6 は、内空変位計測が行われている 17 事例について、切土により発生した内空変位 u (水平方向 u_h と鉛直方向 u_v) をトンネル外径 d で除した値 u/d (「内空変位率」という) と、残存土被り h および $B/2(h+d)$ (切土幅 B と $2(h+d)$ との比、「切土幅比」という) との関係を各々示したものである。水平方向内空変位率は●, ▲, ■印で、鉛直方向内空変位率は○, △, □印でそれぞれプロットした。

図 3.3.5 および図 3.3.6 より、切土によるトンネル覆工の変形挙動には、以下の傾向があることが分かる。

- ① 内空変位率 u/d の値は、最大でも 1000μ (1×10^{-3}) 程度である。このことは、覆工剛性を無視すれば、トンネルの周辺地山は弾性範囲内で挙動していることを示唆するものである。ちなみに、内空変位量 u の最大値は、水平方向 $u_h = \pm 5\text{mm}$, 鉛直方向 $u_v = +7\text{mm}$ 程度である。
- ② 内空断面は、水平方向に縮小し鉛直方向に拡大する事例が多い。ただし、水平方向にも拡大すなわちトンネル全体が拡大する事例も認められる。
- ③ 残存土被り h が小さいほど内空変位率 u/d が大きくなる傾向にある。
- ④ 切土幅比 $B/2(h+d)$ との間には明確な関係が認めれない。

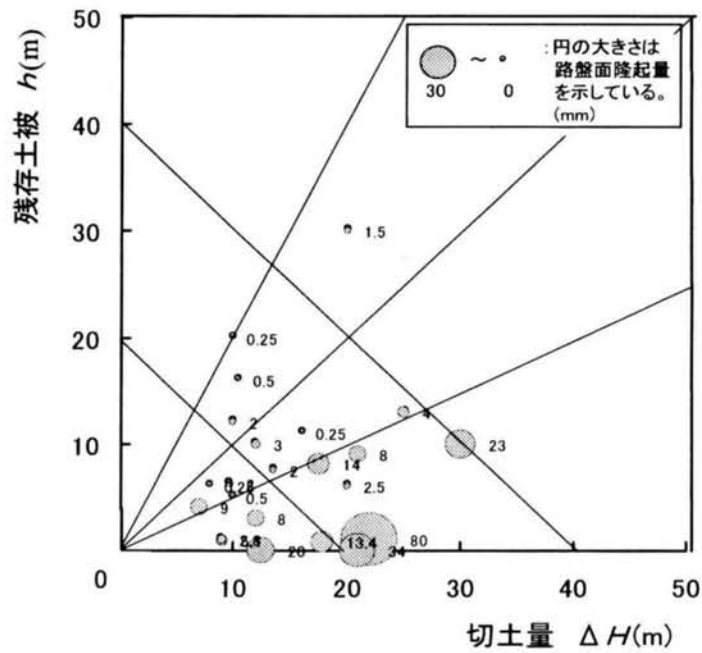


図 3.3.3 トンネル路盤隆起量 δ の分布

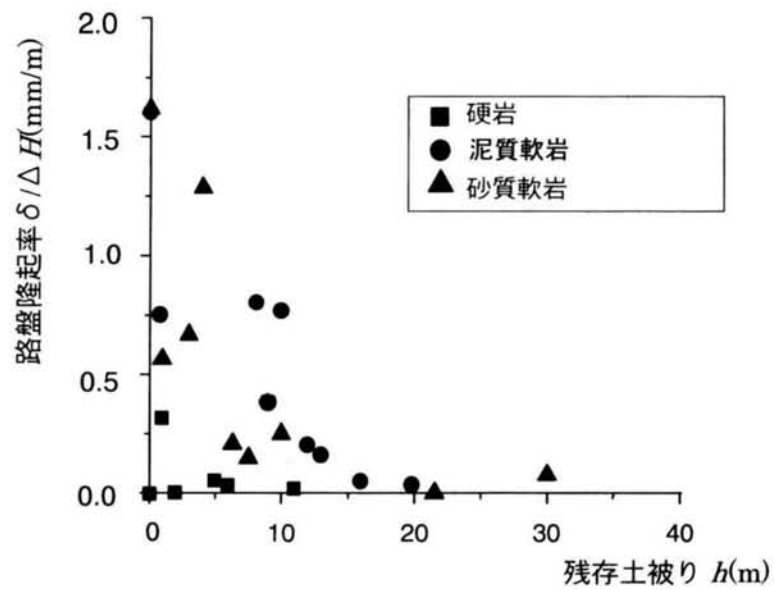


図 3.3.4 残存土被り h と路盤隆起率 $\delta/\Delta H$
(δ :路盤隆起(mm), ΔH :切土高(m))

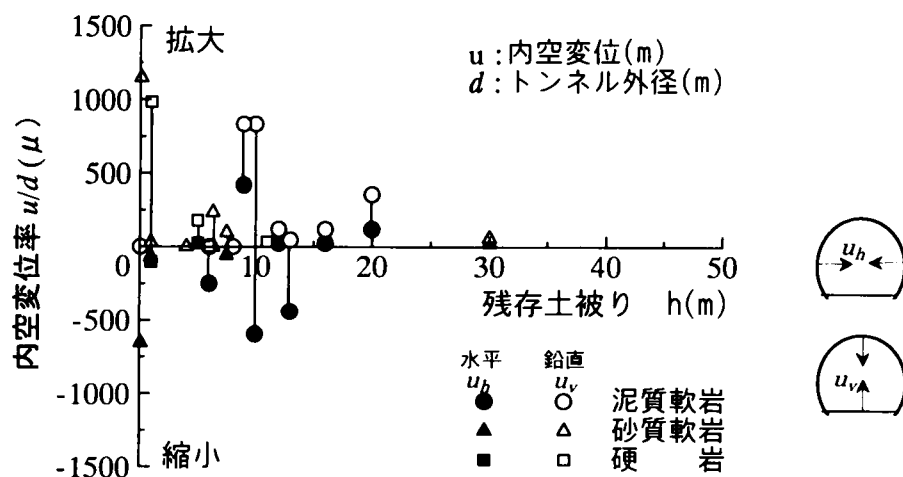


図 3.3.6 内空変位率 u/d の残存土被り h との関係

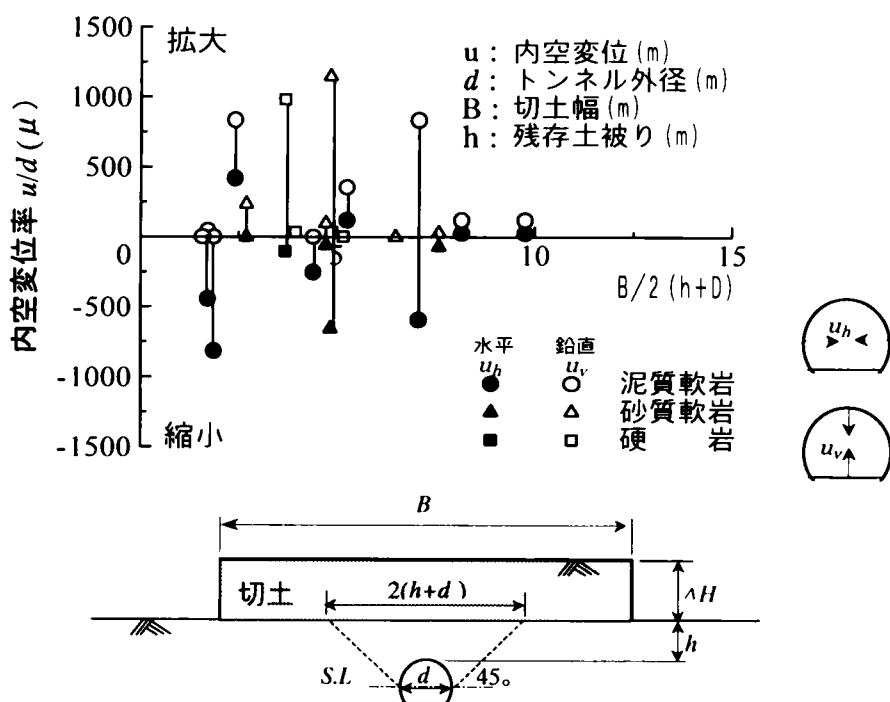


図 3.3.7 内空変位率 u/d の切土幅比 $B/2(h+d)$ との関係

3.3.2 影響事例

ここでは、3.3.1において示した31事例のうち、特徴的な挙動を示した表3.3.1の6事例について各々詳細に示し、これらの事例から切土によるトンネルの変形挙動の実態を把握する。

表 3.3.1 掲載事例の一覧（切土関係）

名称	概 要	表 3.3.1 との関連
事例 E	泥質軟岩地山（泥岩）中のトンネル （平坦切土）	No.1
事例 F	泥質軟岩地山（マサ）中の既変状トンネル （平坦切土、ひび割れ進展）	No.3
事例 G	泥質軟岩地山（礫質岩）中のトンネル （斜め切土）	No.7
事例 H	泥質軟岩地山（凝灰岩）中のトンネル （斜め切土、ひび割れ進展）	No.2
事例 I	砂質軟岩地山（砂岩）中のトンネル （平坦切土、NATM 一次支保）	No.18 （桜井他 1988）
事例 J	互層地山（泥岩・砂岩）中のトンネル （平坦切土）	No.9

3.3.2.1 事例 E

（1）概要

1）切土工事の概要

この事例は、最大土被り 40m の複線断面トンネル（昭和 4 年(1929 年)竣工，延長 200m，インバート無し，逆巻きの場所打ちコンクリート覆工）の上部における，大規模な造成工事の例である。写真 3.3.1，図 3.3.8 に示すように，最終的にトンネル全長を含む広大な範囲が平坦に切土されている（残存土被り $h=10\text{m}$ ）。

図 3.3.9 は，切土の縦断図である。最も切土量の大きい No.③断面では，初期土被り $H=40\text{m}$ ，切土高 $\Delta H=30\text{m}$ ，残存土被り $h=10\text{m}$ である。

2）トンネル概要

トンネルは，昭和 4 年(1929 年)竣工の場所打ちコンクリート覆工の山岳工法トンネルで，延長 200m の複線断面の鉄道トンネルである。図 3.3.10 に示すように，インバート無し，逆巻きである。

なお，覆工にはひび割れ等の変状がなく，健全な状態として管理されていた。

3）地形・地質

周辺の地形は穏やかな丘陵性の洪積台地で，地質は新第三紀中新世から鮮新世にかけて堆積した「三浦層群逗子泥岩層」と呼ばれる砂岩の薄層を挟在する泥岩卓越層である。この泥岩層の地質構造は，WNW-EWE の走向（トンネル軸方向にほぼ平行），NEN 方向に $25\sim 40^\circ$ の傾斜をもった単斜構造であり，走向方向に直行する多くの断層が確認・推定されている。

ボーリング孔内での PS 検層，孔水平載荷試験と，精密三軸圧縮試験の結果より，トンネル近傍でのひずみレベル $10^{-3}\sim 10^{-4}$ での除荷時変形係数は， $D=1\sim 2\times 10^3\text{MPa}$ 程度であった。



写真 3.3.1 切土後の状況（事例 E）

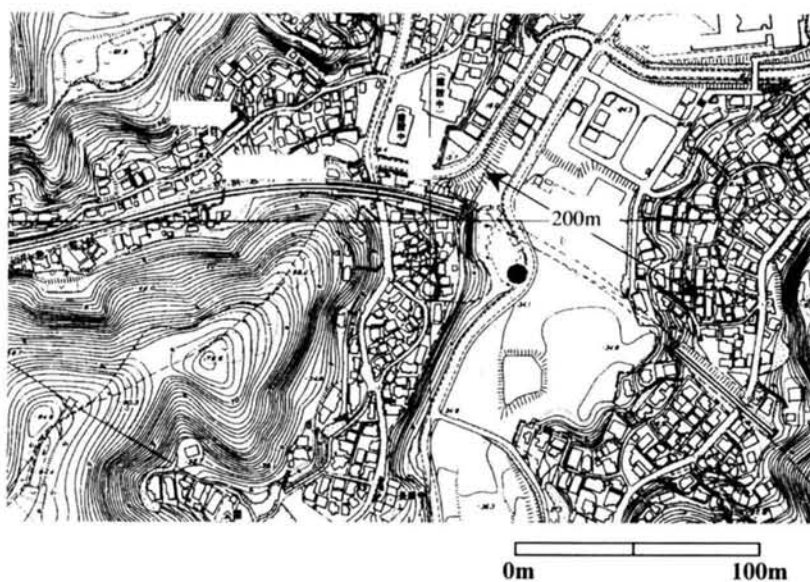


図 3.3.8 周辺の地形図（切土後）（事例 E）

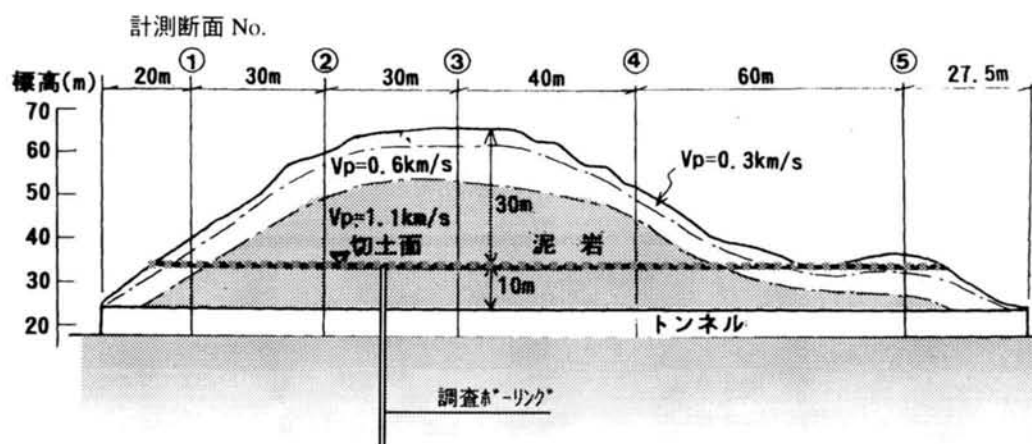


図 3.3.9 切土の縦断図（事例Ⅰ）

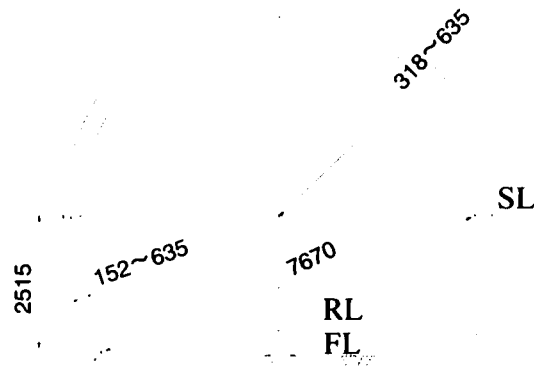


図 3.3.10 トンネル断面図（事例E）（単位：mm）

（2）計測結果

図 3.3.11 は、計測断面 No.②および③における路盤隆起 δ の経日変化を示したものである。また、図 3.3.12 は、路盤隆起 δ および内空変位 u と残存土被り h との関係を示したものである。これらの図より、以下のことが分かる。

a) 路盤隆起 δ

路盤隆起 δ は、切土の進捗にほぼ比例して線形的に隆起し続け、切土完了直後で $\delta = 15\text{mm}$ を示した。その後、クリーブ的な隆起が進み $\delta = 25\text{mm}$ で安定するが、切土完了後隆起が落ちつくまでに約半年間を要している（図 3.3.11）。なお、トンネルのほぼ全長に亘る切土であったため、切土による過大な軌道狂いが生じるものではなかった。

b) トンネル内空変位 u

トンネル内空変位 u は、最終的に水平方向に約 3mm 縮小し、鉛直方向に約 5mm 拡大する挙動を示した。なお、ひび割れの発生進展や漏水の発生などの健全度の低下に結びつくような影響は認められなかった。

（3）考察

この事例では、トンネルの隆起 25mm 、内空変位 5mm という切土の事例としては比較的大きな変形を生じた例であり、以下のような特徴を有するものであった。

①トンネルの路盤隆起や内空変位は、切土高さに対して線形的に進展した。

②トンネルの変形は、横方向に縮小（ 3mm ）し縦方向に拡大（ 5mm ）する挙動を示した。

上記①については、広い範囲が均等に切土されたことに加えて、地山が比較的均一な泥質軟岩であったことによるものであると推察される。

上記②については、一般的な切土による変形挙動であると推察される。

なお、ここで除荷による隆起の影響深さについて若干の検討を行う。いま切土を一次元問題とすれば、切土による除荷圧 σ は、

$$\sigma = \Delta H \cdot \gamma = 30\text{m} \cdot 1.8 \times 10^4 \text{ N/m}^3 = 0.54\text{MPa}$$

である。トンネル下方地山の除荷時弾性係数を $E = 2.8 \times 10^3 \text{ MPa}$ （7.3.2 参照）とすれば、地山の鉛直ひずみ ε は、

$$\varepsilon = \sigma/E = 0.54 / (2.8 \times 10^3) = 0.19 \times 10^{-3}$$

である。したがって、下方の地山が深さ z まで一様な線形弾性と仮定し深さ z に不動点があるものとするれば、切土による影響深さ z は、

$$z = \delta / \varepsilon = 25\text{mm} / (0.19 \times 10^{-3}) = 130\text{m}$$

となる。ただし深さ方向への地盤物性の変化、除荷の応力分散を考慮する必要があり、この点については、7.3.2において再度検討する。

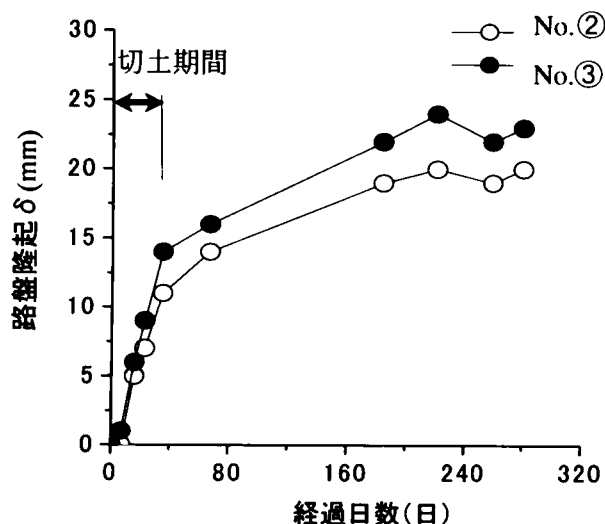


図 3.3.11 トンネルの路盤隆起 δ の経日変化 (事例 E)

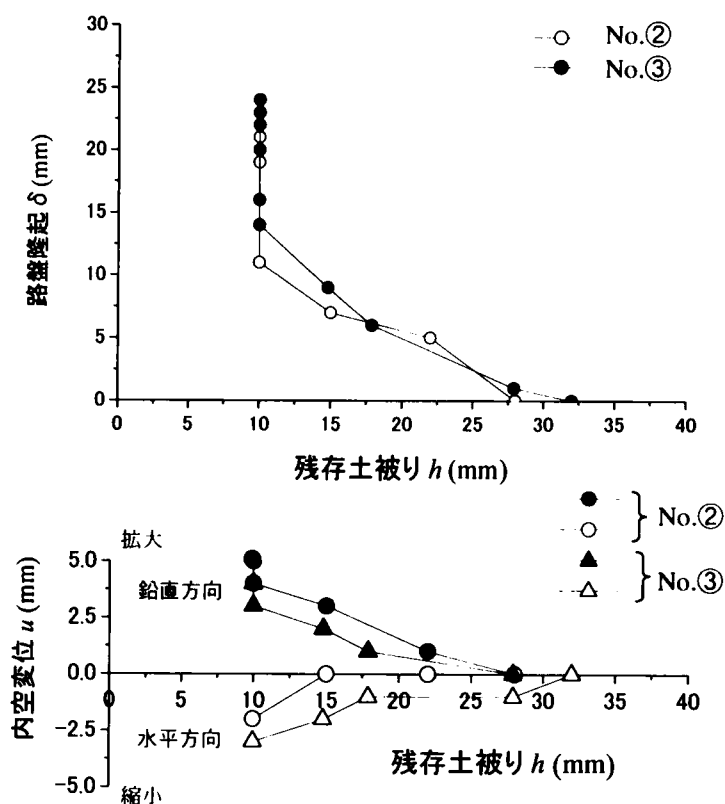


図 3.3.12 トンネルの路盤隆起 δ 、内空変位 u と残存土被り h との関係 (事例 E)

3.3.2.2 事例F

(1) 概要

1) 切土概要

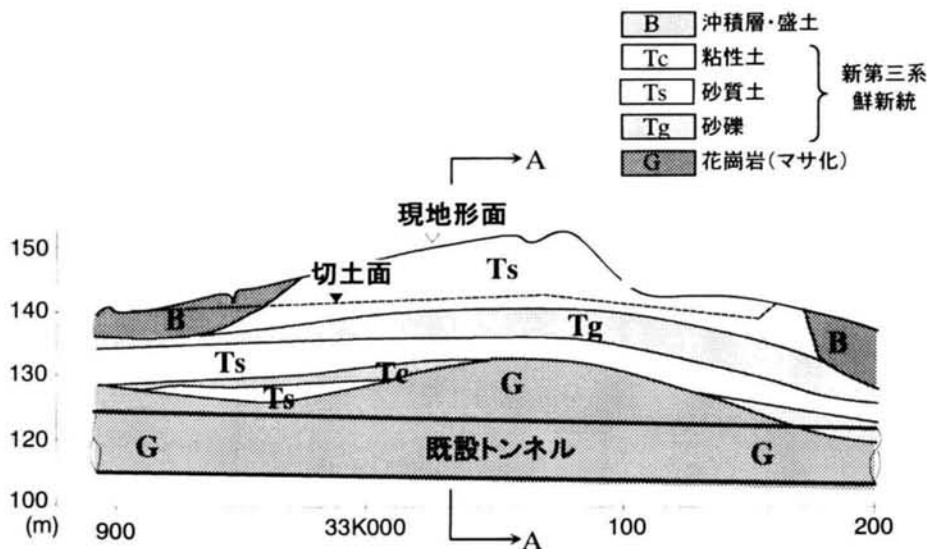
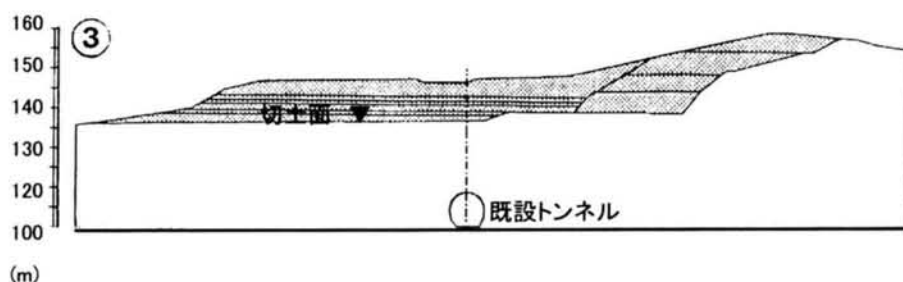
この事例は、最大土被り 30m の複線断面トンネルの上部における造成工事の例である。図 3.3.13、図 3.3.14 に示すように、トンネル延長方向に約 260m、幅約 150m の範囲がほぼ平坦な切土が成されている。最も切土量の大きい A-A 断面では、初期土被り $H=30\text{m}$ 、切土高 $\Delta H=10\text{m}$ 、残存土被り $h=20\text{m}$ である。

2) トンネル概要

トンネルは、昭和 53 年(1978 年)竣工、延長 1350m の複線断面の鉄道トンネルで、山岳工法により施工された逆巻き場所打ちコンクリート覆工のトンネルである。覆工には切土前から変状が生じており、アーチ肩部付近の引張りひび割れ(最大開口幅 7mm)などが認められている。なお、アーチ背面には建設時点で裏込注入が成されていた。

3) 地形・地質

穏やかな丘陵地形で、トンネル部の地質は粘土化した風化花崗岩(いわゆるマサ土)、その上部の地質は陶土として用いられる瀬戸層群(新第三系鮮新統)の未固結堆積層(粘土, シルト, 砂)である。

図 3.3.13 切土縦断面図(事例F)⁸⁾図 3.3.14 切土横断面図(A-A断面)(事例F)⁸⁾

(2) 計測結果と考察

計測は、内空変位（コンバージェンスメジャー）、ひび割れ幅（ひび割れ計）、路盤鉛直変位（水盛り式沈下計）が成されている。内空変位の計測線は、図 3.1.15 のようである。図 3.3.16 に、内空変位とひび割れ幅の経日変化を切土の進捗と坑内温度の変化と併せて示す。また、図 3.3.17 には、切土前後のひび割れの進展状況を展開図の形で示す。なお、図 3.3.16 における中の○はひび割れ幅計測位置を、↑は内空変位計測断面（計測線は図 3.3.15 参照）をそれぞれ示している。

これらの図より、トンネルの変形挙動の特徴は以下のとおりである。

- ① 内空変位は、鉛直方向に 2mm ほどの拡大を示しており、水平方向にも 1mm 程度拡大傾向にあることが分かる。すなわち、トンネル断面は、縦長に変形しながら僅かながら一律拡大したことになる。
- ② 切土完了間際にひび割れ幅が多少拡大（最大 0.6mm）し、新たなひび割れが比較的多く生じた。その主なものは、側壁部の軸方向のものである。
- ③ なお、トンネルの鉛直変位が水盛り式沈下計により計測されたが、隆起挙動は観測されなかった（切土量が比較的小なく、路盤下方の地山は風化の程度が少ない花崗岩であったことによる。）

上記①のように、広い範囲の切土の場合には、トンネルは水平方向に内空断面が拡大することがあることが示された。これは、上方の地山荷重の解放による弾性的な挙動であると推察されるが、「事例 E」のような水平方向への縮小挙動の例と対比してメカニズムを考察する必要がある。

上記②のように、ひび割れの進展は切土がある程度進捗した段階で発生したことは、切土による地盤の変形挙動は、切土の進捗に地山の除荷時の非線形挙動と地山のクリープ変形が生じていることを示唆している。

さらに、この事例のように覆工が既に変状を生じている場合は、切土高さが大きくない（残存土被り比 $h/H=20/30=0.67$ 、近接度Ⅰに相当）場合においても、ひび割れ発生等の影響を受ける可能性があることが示された。なお、この事例では、路盤下の地山が風化花崗岩の固い地盤であったため、有意な路盤隆起は観測されなかった。

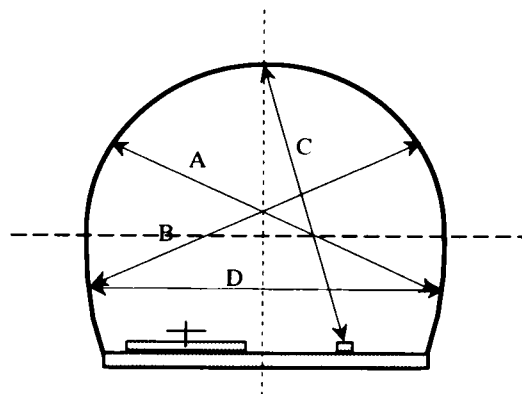


図 3.3.15 トンネル内空変位計測断面（事例 F）

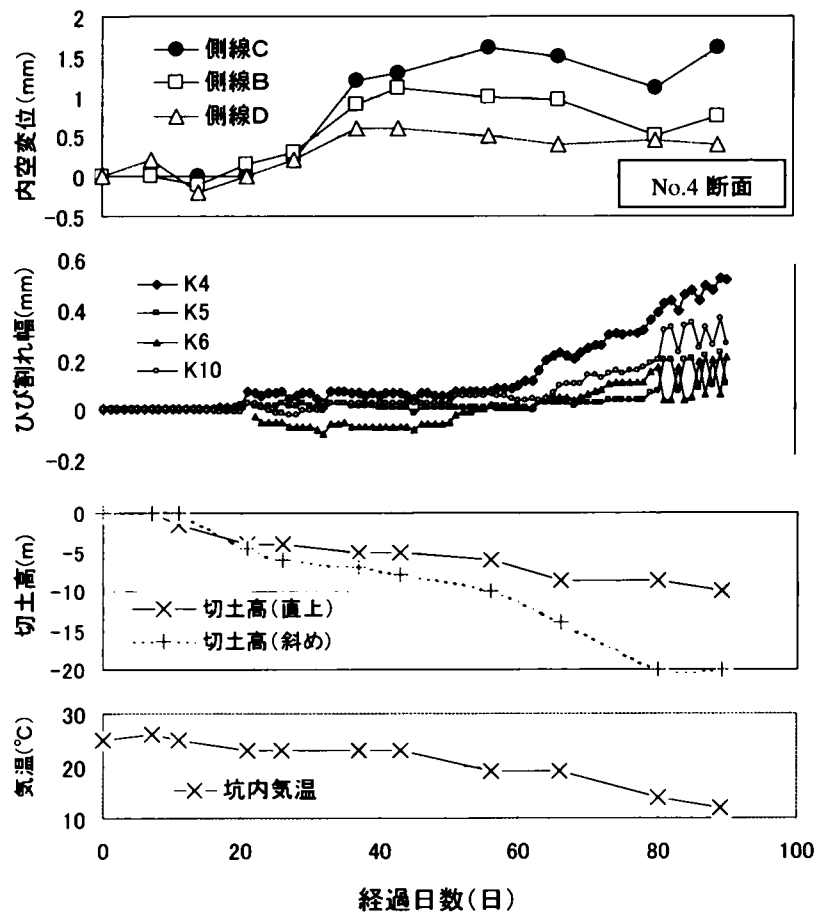


図 3.3.16 内空変位，ひび割れ幅，切土の進捗，坑内温度の経日変化（事例F）

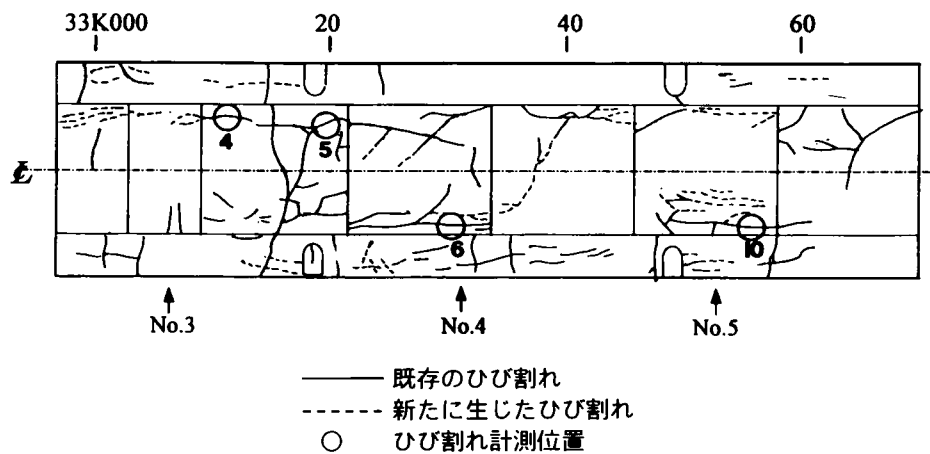


図 3.3.17 切土前後のひび割れの進展状況（展開図）（事例F）

3.3.2.3 事例G

(1) 概要⁹⁾

1) 切土工事の概要

図 3.3.18 (縦断方向), 図 3.3.19 (横断方向) に示すような鉄道単線トンネルの斜め上部の地山を大規模に切取った後に, 工業団地を造成するものである。切土量が大きい区間において, 事前防護として裏込注入工がなされた。除荷荷重が最大となるのは, 図 3.3.18 中の計測No.7~8 断面である。

2) トンネル概要

トンネルは, 全長約 250m の単線断面の鉄道トンネル (図 3.3.20) であり, 側壁が煉瓦, アーチが無筋コンクリート, インバート無しの構造で, 全体的に覆工は健全な状況にあった。

3) 地形・地質

丹沢山地のほぼ南西に位置し, 標高は 170~270m の高低差 100m 程度の山地である。トンネル周辺の地質は, 主に洪積世の火山性礫岩 (孔内水平載荷試験の除荷時弾性係数=600~900MPa) で, $\phi 2\sim 5\text{cm}$, 最大 20cm 程度の安山岩や流紋岩などの礫と基質からなる。

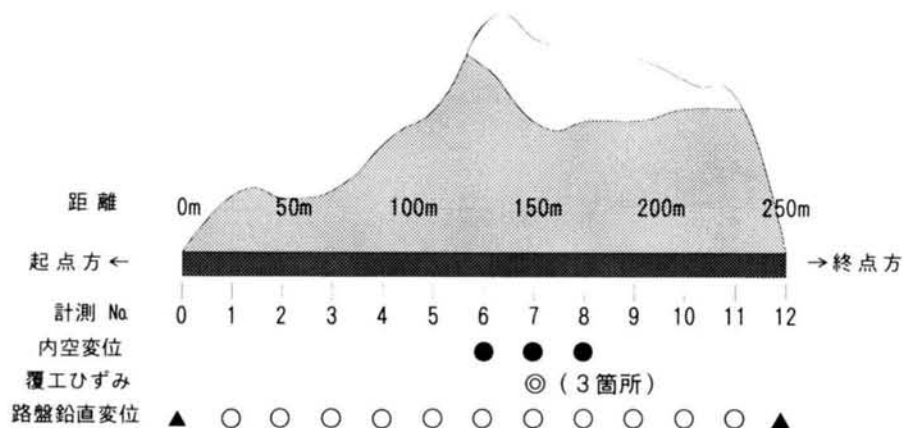


図 3.3.18 トンネル縦断方向の土被りと切土範囲および計測項目 (事例G)

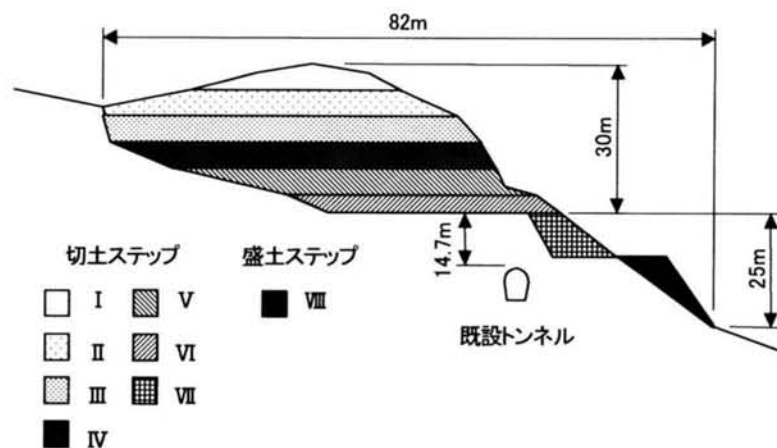


図 3.3.19 No.7 断面における土被りと切土範囲 (事例G)

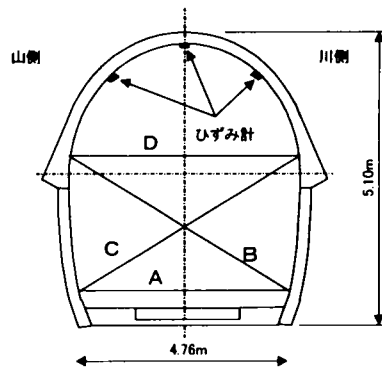


図 3.3.20 トンネル断面形状と計測配置（内空変位計測，ひずみ計測）（事例G）

（2）計測結果と考察

計測項目は、図 3.3.18 に示したように、内空変位、覆工ひずみ、路盤鉛直変位の3項目等で、それぞれ内空変位計、覆工ひずみ計、レベルを用いて計測を実施した。内空変位計測の4測線および覆工ひずみの計測配置は、図 3.3.20 に示したとおりである。

No.7 断面における内空変位および温度変化を図 3.3.21 に示す。この図より、内空変位は、切土開始後しばらくの間（ステップⅠ～Ⅲ）はほとんど変化がないが、その後、切土の進捗に応じてB測線（■）を除き全体的に縮小（最大2mm）していることが分かる。変形モードは、山側の切土量が相対的に多いことから、山側斜め上方に向かい、引張られるように縦長に変形した。

No.7 断面に設置した覆工ひずみ計の計測結果（増減）及び測定時の温度変化を図 3.3.22 に示す。切土工事開始後、天端（■）および山側アーチ（▲）で圧縮傾向を示している。本来ならば、気温の上昇に伴い、覆工ひずみは引張傾向となるものと考えられる。しかし、切土初期の段階では、トンネルが山側上部に引張られるような挙動を示し、天端、山側アーチでは圧縮傾向となったものと考えられる。その後、天端の圧縮傾向のみが強まっていくが、切土位置がトンネル直上に移動するにつれて、トンネル直上に変位・変形したものと考えられ、内空変位の挙動と一致する。川側アーチ（◆）については、若干鈍い挙動となっているが、これは、ゲージ貼付位置の状況等の影響によるものと考えられる。

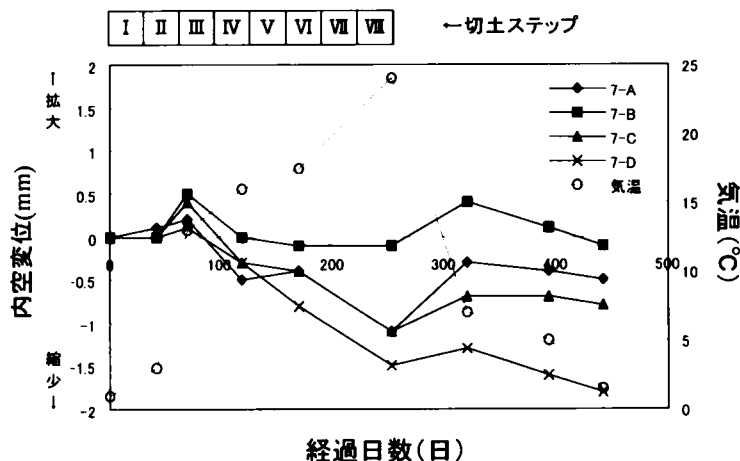


図 3.3.21 内空変位の経日変化（事例G）

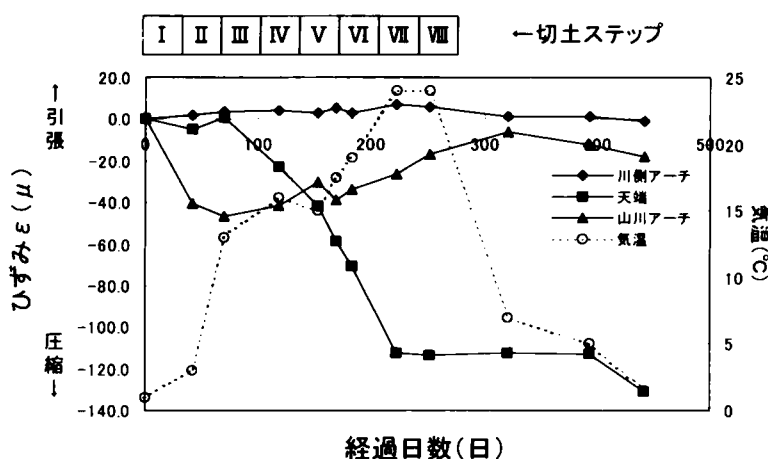


図 3.3.22 覆工ひずみの経日変化（事例G）

切土に伴う各断面における路盤鉛直変位の変化を図 3.3.23 に示す。切土が進むにつれ、路盤は切土量の多いNa.7,8 断面付近を中心に隆起していることがわかる。最終的にNa.8 断面が最大となっている。これは、切土土量が最大となるのはNa.7 断面であるが、切土範囲の中心が、ほぼNa.8 断面であることや、地質的なものが要因となっているものと考えられる。また、切土終了後もしばらくの間（約3ヶ月程度と考えられる）、隆起が進行しているが、これはクリープ的な挙動と考えられる。

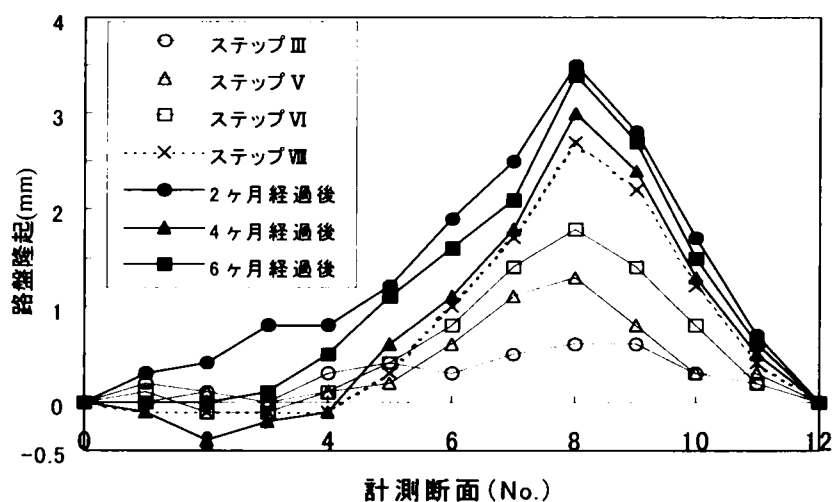


図 3.3.23 路盤鉛直変位の変化（事例G）

3.3.2.4 事例H

(1) 概要⁷⁾

1) 切土工事の概要

鉄道複線トンネルの上部地山において行われた、道路新設に伴う大規模な切土工事の事例である。

図 3.3.24 に切土の横断および縦断図を示す。図から分かるように、トンネル直上部では初期土被り 24m に対して 12m 切土される程度であるが、斜め上の斜面部の切土量が極めて大きい。また、トンネルとほぼ直行して道路が交差するため、トンネル延長方向には局所的（切土底面で幅 20m 程度）な切土となる。

この切土工事は約 20 ヶ月の長期に及んで行われ、左上部が主に切土される一次切土と直上部が主に切土される二次切土に分けて行われた。一次切土が完了した時点で、トンネル覆工に軽微なひび割れ発生などの影響が確認されたため、工事を一時中断して影響評価を再度行った上で二次切土が行われた。二次切土では、1 回当たりの切土高を 1m に制限する穏速施工が成された。また、二次切土が完了して 1 年後にひび割れ箇所への注入が成されている。なお、この事例では事前対策工は行われていない。

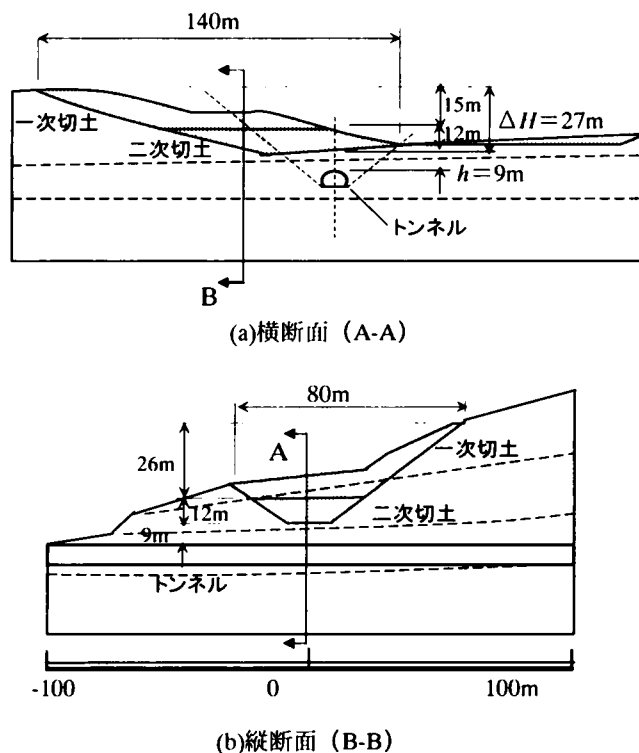


図 3.3.24 切土縦断・横断図（事例H）

2) トンネル概要

トンネルは、昭和 52 年(1977 年)に在来工法により建設された鉄道複線トンネルで、健全な状態であった。なお、軌道は直結構造である。

3) 地形・地質

トンネルは、丘陵性の段丘斜面下に位置する。トンネル付近の地質は、新第三紀鮮新世の室

蘭層とよばれる凝灰質シルト岩、凝灰質細粒砂岩などの固結度の低い凝灰岩で構成されており、はほぼ水平な地質構造を成している。孔内水平載荷試験の結果によれば、地山の変形係数は、トンネル位置付近において $D=100\text{MPa}$ 、トンネル下方において $D=250\sim 370\text{MPa}$ である。

(2) 計測結果と考察

計測項目は、トンネル路盤部の絶対変位（鉛直変位および水平変位）、トンネル内空変位などである。図 3.3.25 は、トンネル路盤部の鉛直変位（隆起） δ のトンネル軸方向の分布を示したものである。図 3.3.26 は、道路との交差位置直下（坑口から 200m）の計測断面におけるトンネル内空変位およびトンネル路盤鉛直変位の変化を示したものである。また、図 3.3.27 は、切土前後の覆工のひび割れ展開図である。これらの結果から次のことが分かる。

1) トンネル路盤部の絶対変位

鉛直変位については、図 3.3.25 より、一次切土完了後に最大約 3mm、二次切土完了後に最大約 8mm の隆起を示した。その後数ヶ月間は、切土によるクリープ的な隆起が見られたが、その後は収束した。

水平変位については、一次切土において比較的顕著な変位（約 12mm）が計測された（図 3.3.29 参照）。しかし、トンネルの直上部を中心に切土する二次切土の段階では、ほとんど動きは認められなかった。

なお、鉛直変位 8mm、水平変位 12mm という値は、約 100m の区間で緩やかに生じるので、列車の走行安定性に影響を及ぼすものではない。

2) トンネルの変形（内空変位、ひび割れ）

図 3.3.26 から分かるように、計測精度にやや課題が残るが、一次切土の段階では、トンネル内空断面全体がやや切土側の斜め上方に伸びながら拡大する挙動を示した。なお、坑内気温の変化と内空変位の状況を比較すると、季節変動に伴う内空変位が $\pm 4\text{mm}$ 程度生じていることが分かる。このような温度挙動も考慮すると、トンネルの内空断面は、一次切土によって最大 10mm 程度拡大したものと推定できる。一方、二次切土の段階では、多少（1~2mm 程度）の内空断面の縮小傾向が想定される程度である。このように、一次切土によってトンネルの内空断面が拡大する挙動は、地山荷重を除去することによって生じる覆工のリバウンド挙動であると思われる。また、二次切土によってトンネルが多少縮小する挙動は、直上部を切土することによる影響であると考えられる。

図 3.3.27 から分かるように、切土によってアーチ部の軸方向のひび割れや横断方向のひび割れが発生あるいは進展した。いずれも幅 0.5mm 未満の微細なひび割れであり、トンネルの力学的健全度の低下に結びつくものではないが、漏水の発生などに対応することを目的としてひび割れ注入による事後対策が行われている。

ひび割れが生じた原因は、①主に一次切土によってトンネル断面が拡大し覆工に伸びひずみが生じたこと、②切土範囲が延長方向に比較的短かったためにトンネル軸方向に過大な曲げ引張応力が生じたこと、が考えられる。

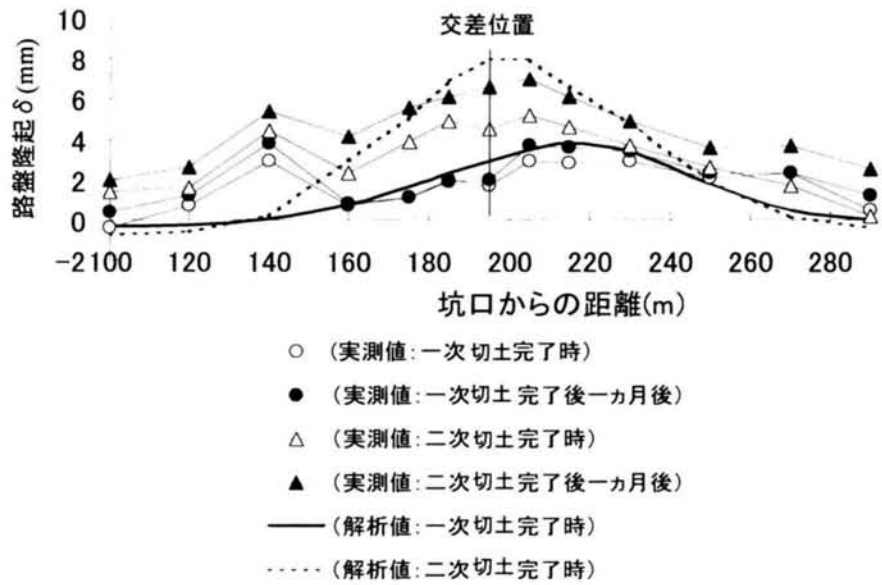


図 3.3.25 切土によるトンネル路盤隆起 δ の分布（実測と解析の比較）（事例H）

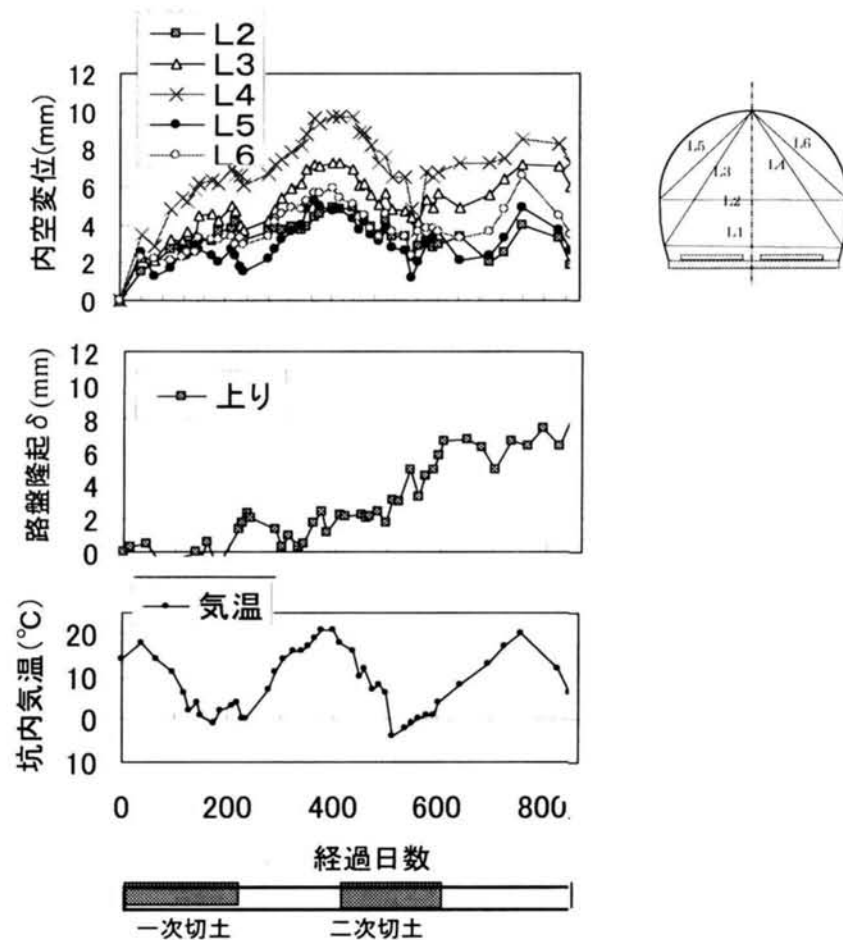


図 3.3.26 切土によるトンネル内空変位・路盤隆起の変化
（交差点直下の計測断面（事例H））

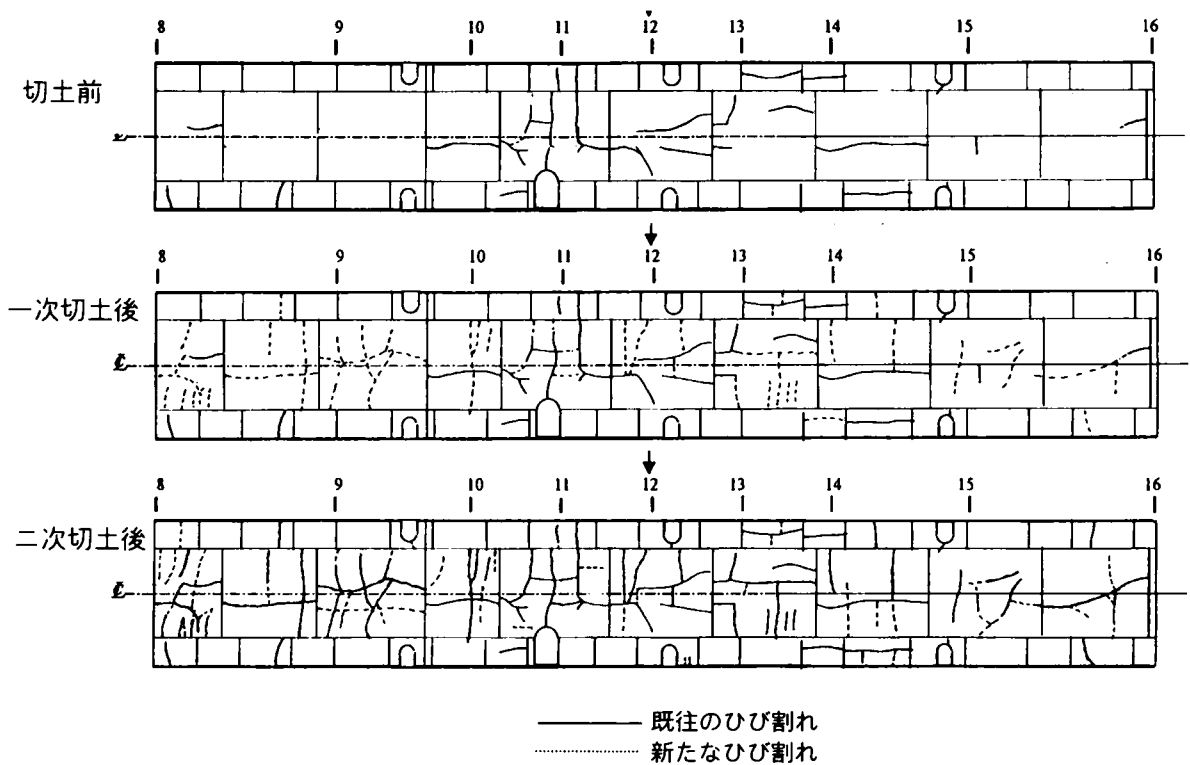


図 3.3.27 切土前後のひび割れ展開図（事例H）

（３）一次切土完了時における FEM による評価

一次切土によって比較的顕著な影響が生じたため、一次切土が完了した段階で、一次切土による影響の検証と二次切土による影響予測を行った。その手順は、図 3.3.28 に示すとおりである。

１）解析概要

解析は 2 次元 FEM により行うこととし、解析断面は、図 3.3.24 に示したようなトンネル横断方向、トンネル軸方向の 2 断面とした。深さ方向の解析領域は、切土底面からの深さを切土底面幅程度になるように設定されている。なお、解析は、一次切土の時点で得られた実測値（路盤鉛直変位と水平変位）との整合性を得るため、主に地山変形係数 D を数とおりに変化させて行い、最も適合した D を用いて二次切土による影響を予測した。

２）解析結果

図 3.3.29 は、一次切土の路盤鉛直変位と水平変位の実測値とを比較した結果を示しており、解析により実測値をよく表現できていることが分かる。なお、このケースにおける D の値は、トンネル位置付近において $D=140\text{MPa}$ 、トンネル下方において $D=350\sim 520\text{MPa}$ であり、孔内水平載荷試験結果の 1.5 倍程度であった。

鉛直変位については、図 3.3.25 に示したように、予測値（8mm）が実測値（10mm）をやや下回る結果になったものの、全体的にはよく予測できたものと考えられる。予測がやや下回る結果になったのは、地山の除荷によるクリープ挙動と地山のひずみ依存の非線形挙動を考慮していなかったことによるものと考えられる。

このような切土中間段階での実測データを用いて予測解析を行うことにより、最終的なトンネルの挙動をより精度高く予測できるものと考えられる。

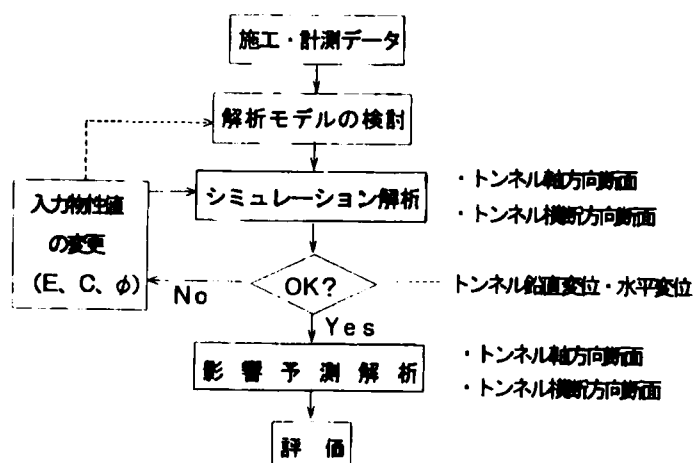


図 3.3.28 2次元 FEM による影響予測のフロー（事例H）

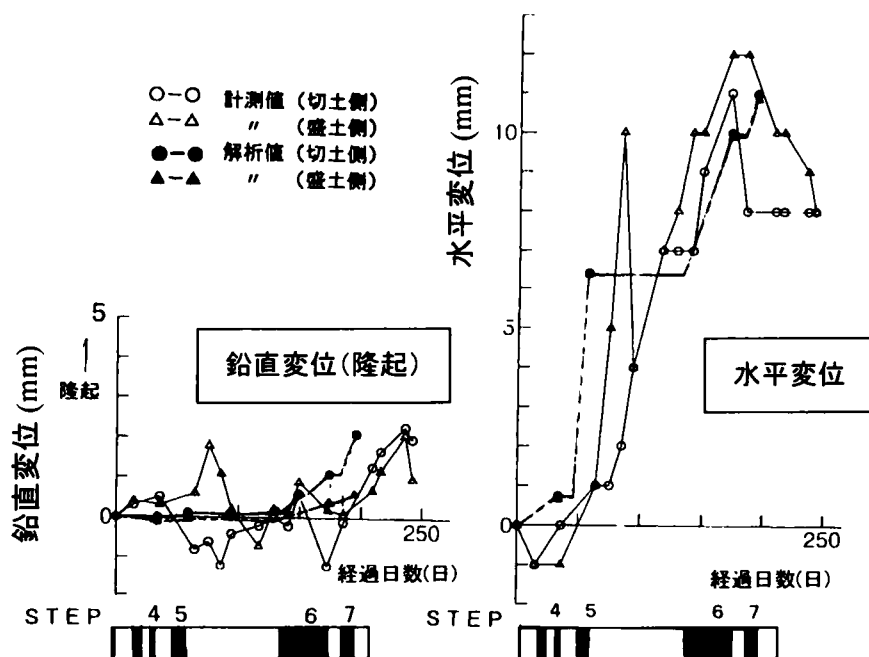


図 3.3.29 2次元 FEM によるトンネル路盤鉛直変位と水平変位のシミュレート結果（事例H）

3.3.3.5 事例Ⅰ

この事例は、桜井ら（1990）¹⁴⁾によるトンネル上部切土の現地計測例である。鉄道トンネルの事例ではないが、切土による地山とトンネルの変形挙動を詳細に計測した事例であり、貴重な計測データを提供しているのので、以下にその結果の一部を整理して示す。

(1) 概要¹⁴⁾

1) 切土工事の概要

大阪層群の砂礫層中に切土された上半半径約 3m の工事用道路トンネルの例である。

図 3.3.30 に切土の平面図および横断面図を示す。初期土被りは $H=21\text{m}$ で、最終的にはトンネル底盤付近まで切土されトンネル全体が露出した。

2) トンネル概要

トンネルは上半半径約 3m、高さ 5.7m の工事用道路トンネルで、NATM により建設されている。二次覆工は施工されておらず、一次支保として吹付けコンクリート（厚 150mm）、鋼製支保工（150H）、ロックボルト（アーチ部のみ長さ 2.5m）からなっている。

3) 地形・地質

大阪層群の砂礫層で、孔内載荷試験の除荷時の変形係数は $D=200\sim 250\text{MPa}$ である。

d) 計測概要

図 3.3.31 に示すように、切土中は、トンネル路盤の鉛直変位、地中変位、トンネル内空変位、鋼製支保工ひずみが計測された。

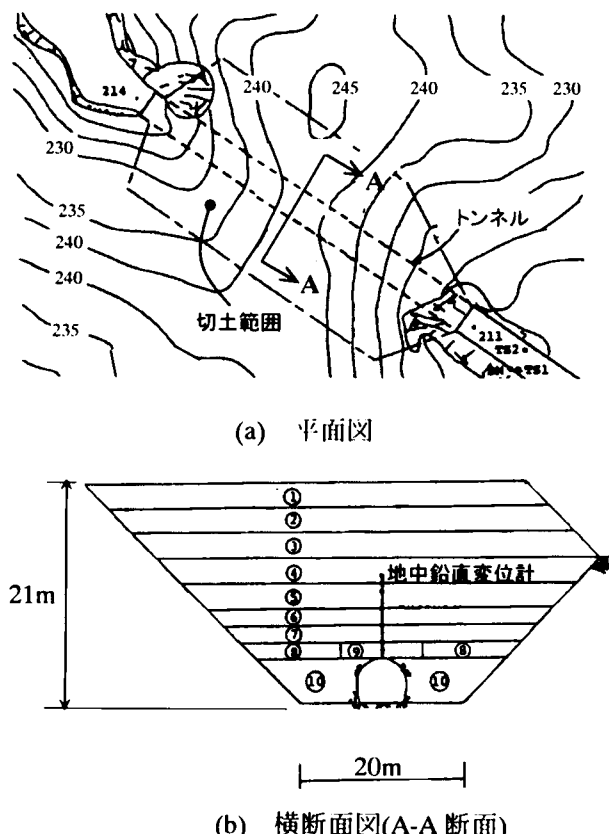


図 3.3.30 切土平面・断面図（事例Ⅰ）¹⁴⁾

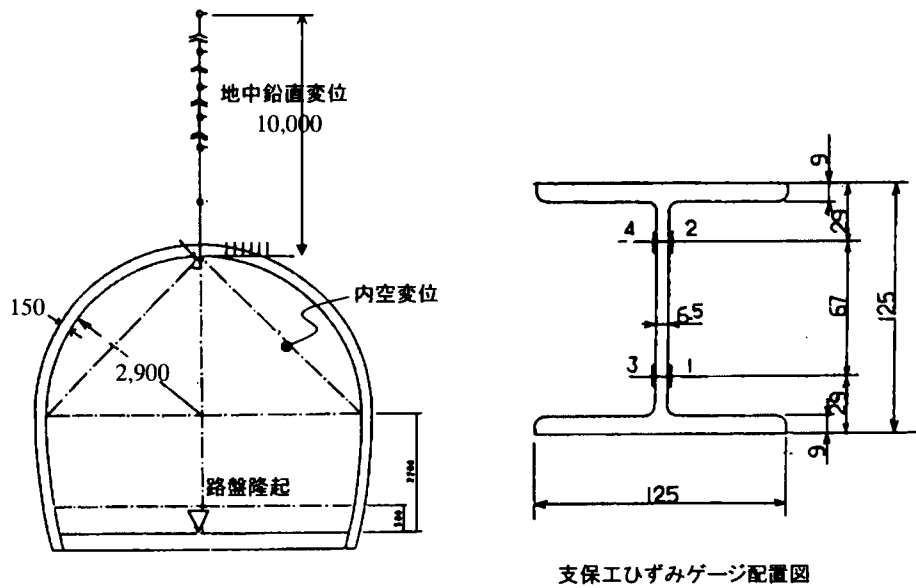
図 3.3.31 トンネル断面図と計測位置¹⁴⁾(2) 計測結果⁸⁾

図 3.3.32～3.3.35 に、トンネル路盤鉛直変位の変化、地中鉛直変位分布の変化、トンネル内空変位の変化、鋼製支保工ひずみ分布の変化をそれぞれ示す。これらの図より、以下のことが分かる。

1) 路盤鉛直変位および地中鉛直変位

路盤鉛直変位については、図 3.3.32 から分かるように、切土の進捗にしたがって隆起が増加し、最終的に $\delta=30\text{mm}$ に達している。また、初期の段階($\Delta H=5\text{m}$ 程度まで)では殆ど隆起を生じないものの、それ以降、切土の進捗にしたがって急激に隆起が増大する非線形な挙動を示している。

地中鉛直変位は、図 3.3.31 に示したようにトンネル天端より上方に設置された変位計によるものである。その結果は、図 3.3.33 から分かるように、切土の進捗に応じて影響範囲が深部まで及んでゆくことが分かる。

2) トンネルの変形挙動

トンネルの内空断面は、図 3.3.34 から分かるように、切土の進捗とともに縦長の変形が進行して、最終的に水平方向に最大約 4mm 縮小し、鉛直方向に最大約 7mm 拡大した。

図 3.3.35 では、鋼製支保工の切土の進捗段階(図 3.3.31 の①～③(0～9m)、④⑤(9～15m)⑥⑦(15～19m)⑧(19～21m))毎の増加ひずみを、軸力成分と曲げ成分に分けて示している。この図から分かるように、天端部で曲げ成分が卓越する他は、アーチ肩から側壁脚部にかけて一律引張の軸力成分が卓越している。この状態は、縦長に変形する挙動と整合する結果である。なお、①から⑨までの引張ひずみの累計は約 200μ 、応力に換算すれば引張強度に近い 2MPa 程度であり、ひび割れが生じ得る応力レベルであったことが分かる。ただし、吹付けコンクリートにはひび割れの発生は認められなかったようである。

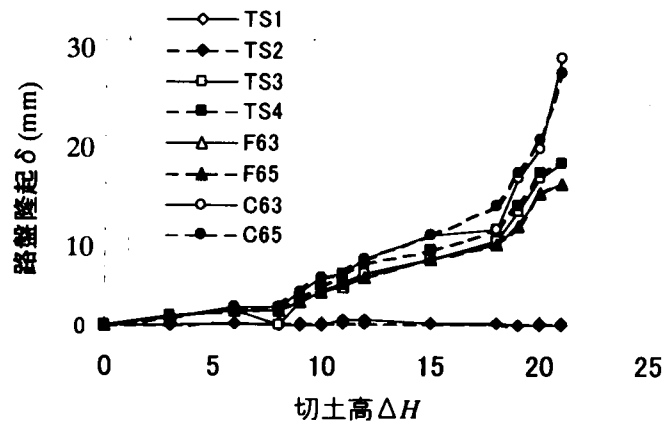


図 3.3.32 トンネル路盤隆起の変化（事例Ⅰ）¹⁴⁾

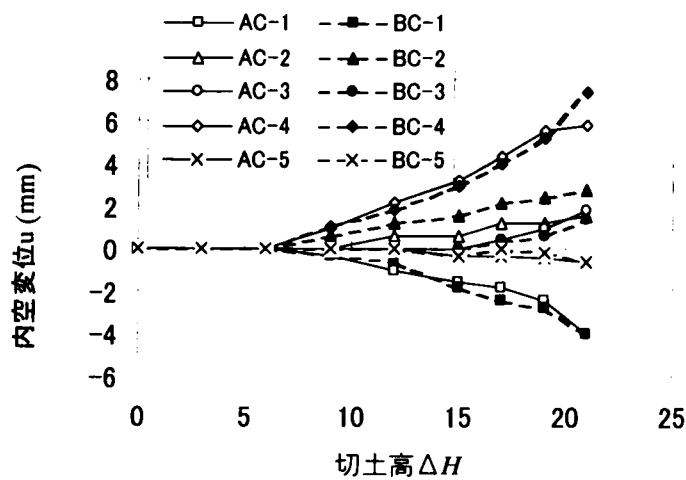


図 3.3.33 トンネル内空変位の変化（事例Ⅰ）¹⁴⁾

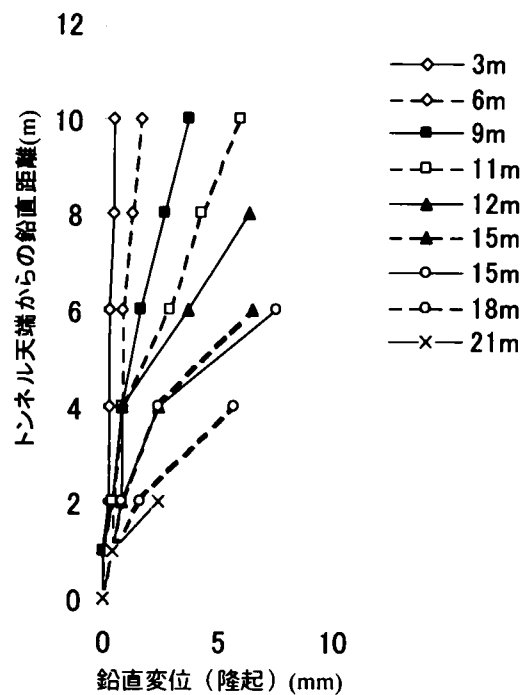
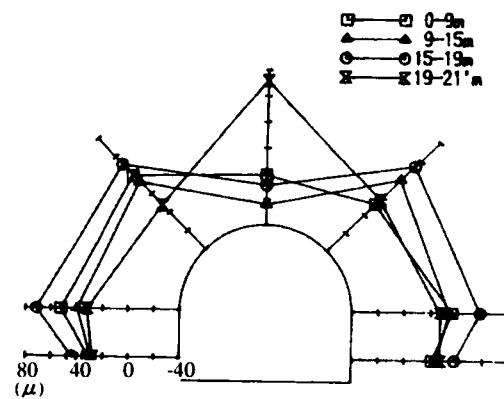
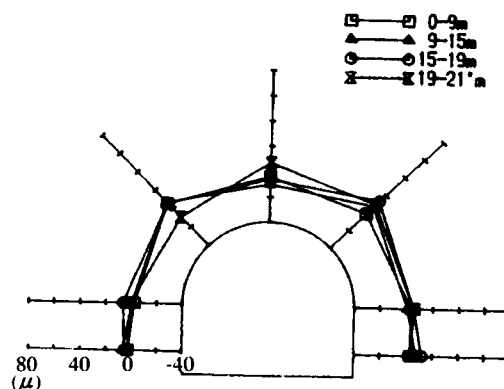


図 3.3.34 切土高毎の地中鉛直変位分布の変化（事例Ⅰ）¹⁴⁾



(a) 平均軸ひずみ



(b) 曲げひずみ

図 3.35 支保工ひずみ計測結果（事例Ⅰ）¹⁴⁾

(3) 考察

この事例では、切土の初期段階ではトンネルへの影響（隆起，内空変位）が殆ど見られず，切土の最終段階となりトンネルに近づくと，その影響が急に進展する挙動を示した．切土の初期段階での挙動は切土の3次元効果によるものであり，最終段階での挙動は砂質地山中のトンネルに見られる現象の特徴であると推察される．また，吹付けコンクリートによる一次支保のトンネルなので，地山と一体となって変形が生じたものと考えられる．

なお，影響が明らかに現れた範囲の地中変位分布（図 3.3.34）から地山の変形係数 E を逆算すると， $E=200\text{MPa}$ が得られた．この値は，(1)に示した除荷時弾性係数にほぼ等しい．

また，地山を深さ方向に一定の剛性をもつ線形弾性体と仮定し，切土によって一次的に挙動するものとすれば，切土底面からの影響深さ z は，次式により求められる⁸⁾．

$$z = \{(1-\nu)/(1+\nu)(1-2\nu)\} \cdot (E/p) \delta$$

ここに， ν ， E ：地山ポアソン比，地山弾性係数（ここでは $\nu=0.3$ ， $E=200\text{MPa}$ ）

p ：切土高 ΔH における除荷圧（ $p=\gamma \Delta H$ ，ここでは $\gamma=2.1 \times 10^4 \text{N/m}^3$ ， $\Delta H=21\text{m}$ ）

δ ：切土底面の鉛直変位

$E=200\text{MPa}$ を用いれば，影響深さは最終的に $z=10\sim 12\text{m}$ （トンネル路盤から）となる．

3.3.3 考察

以上の上部切土に関する実績分析より、以下のような知見を得た。

- (1) 上部地山を切土することにより、トンネルは隆起、変形を生じるが、その影響は一般に小さい。
- (2) ただし、以下の点に注意が必要である。
 - ① 切土レベルがトンネルに近づくと影響（隆起、変形）が増大し、残存土被り 10m あるいは残存土被り比 $h/H=0.2\sim0.3$ を下回ると、健全度が良好なトンネルの場合であっても、過大な隆起やひび割れの発生等の比較的影響が生じる。
 - ② 既変状のトンネルは、切土による影響をより敏感に受けやすく、変状（ひび割れの進展等）が助長されやすい。
 - ③ 泥質軟岩地山の場合は、硬岩や砂質軟岩地山に比較して影響範囲が深くまで及ぶ。
 - ④ 地山のクリープ挙動により、時間送れて隆起・変形が生じる。その割合は全変位量の約 1/3 程度に及ぶものがある。
- (3) トンネルは、切土の範囲にかかわらず $|u/d| < 10^3 \mu$ 程度の範囲で、縦長に変形（鉛直方向に拡大し水平方向に縮小）する場合が多い。ただし、水平方向にも拡大する場合もあり、その現象は複雑である。

上記(2)のような切土の進捗による非線形な挙動は、

- 1) 除荷による地山剛性の低下（拘束圧あるいはひずみ依存の非線形性）
- 2) 除荷による地中応力伝播の不連続性（割れ目などの影響）
- 3) 切土形状の3次元的広がりの影響

などによるものと考えられる。

上記(3)のような変形モードの差異が生じるのは、

- 4) 切土の横断方向の規模（幅や土被りとの関係）
- 5) 地山と覆工との接触状態
- 6) 地山の剛性
- 7) 地山の初期応力状態
- 8) 覆工の初期応力状態

などによるものと考えられる。

これらの計測実績を「近接施工マニュアル」の近接度と比較すると、以下のことが言える。

- ① 盛土に比較して、より軽い対応が成される傾向にある。（近接度Ⅲにおいて対策ランク 1～2 を、近接度Ⅰにおいて対策ランク 0 という対応をとった事例が卓越）
- ② 著しい不具合が生じた例は見られない。

このことから、この近接度区分の方法は概ね妥当であることが確認できた。

ただし、盛土の場合より、ひび割れが生じるケースが多い傾向にあることも確認された。これらは軽微であり構造上問題になるものではないが、漏水など使用上のトンネルの要求性能に関わる問題であるため、十分な精度で事前予測を行うことが必要であると考えられる。

3.4 まとめ（第3章）

主に鉄道トンネル上部における最近の盛土の施工実績 18 例，切土の施工実績 31 例を収集・分析することにより，盛土・切土による地山およびトンネルの変形挙動の実態を把握した。その結果，以下のことが明らかになった。

（1）地山およびトンネルの挙動実態

1）盛土の場合

- ① 盛土によりトンネルは鉛直方向に縮む変形を生じるが，十分安全サイドの事前対策（大規模な盛土に対しては盛土高さの変更・橋梁化・円形 RC 覆工等，比較的小規模な盛土でも構造条件に応じて裏込注入など）が成されることが多いため，ひび割れ等の有害な影響が生じた例は少ない。
- ② さらに以下の点に注意が必要である。
 - a) 事前対策を行った場合でも，覆工にひび割れや変形が生じた例も見られる。
 - b) 比較的死質な地山のひずみ増分は，最大でも 10^{-3} のオーダーである。

2）切土の場合

- ① 切土により，トンネルは隆起・変形を生じるが，その影響は一般に小さい。ただし，比較的小規模な対策に留められることが多いため，盛土の場合に比較すると軽微な影響が生じる例は，むしろ多い傾向にある。
- ② さらに以下の点に注意が必要である。
 - a) 残存土被り $H < 10\text{m}$ あるいは残存土被り比 $h/H < 0.2 \sim 0.3$ を下回ると，健全度が良好なトンネルでも，比較的死著な影響が生じる。
 - b) 既変状のトンネルは，変状が助長されやすい。
 - c) 泥質軟岩地山の場合は，硬岩や砂質軟岩地山に比較して影響範囲が深くまで及ぶ。
 - d) 地山のクリープ挙動による時間遅れの変位は，全体の $1/3$ 程度に及ぶものがある。
- ③ トンネルは，切土の範囲にかかわらず $|u/d| < 10^3 \mu$ の範囲で縦長に変形（鉛直方向に拡大し水平方向に縮小）する場合が多い。ただし，水平方向にも拡大する場合もある。

（2）「近接施工マニュアル」の近接度区分法の検証

実績との対比により，盛土・切土による近接度区分法は概ね妥当であることが確認できた。なお，両者において同じ近接度でもやや対応の差が見られることが確認された。

1）盛土の場合

近接度Ⅲでは計画変更などの重度な対策が一律実施され，近接度Ⅰではほぼ無対策で対応されている。

2）切土の場合

盛土に比較して，同じ近接度に対してより軽い対応が成される傾向にある。

(3) 課題の抽出

現行の近接度区分法は、図 3.2.1, 図 3.3.1 から明らかなように、土被りに応じて近接度を低減させるものであり、以下の点を前提としている。

- 1) 盛土・切土による地中応力は、深さ方向への応力分散により大きく減衰すること
- 2) 深部ほど地山は硬くなること

しかしながら、以下の要因を考慮して更に考察を加え、現行区分法の妥当性を再評価する必要がある。

- 1) 地山の種類・地山剛性・地山の非線形な特性による変形挙動
- 2) 覆工構造に応じて生じる変形挙動
- 3) 盛土・切土の広がりあるいは土被りに応じて生じる変形挙動
- 4) 地山の初期応力条件に応じて生じる差異

現行区分法の妥当性を適切に評価するためには、盛土・切土による地山およびトンネル覆工の変形メカニズムを明らかにする必要がある。そのためには、今回収集した計測事例のみからこれを詳細に考察することは難しいため、模型実験と数値解析を新たに行い、変形メカニズムを解明し、解析モデルを提示することが必要である。

【文 献（第3章）】

- 1) (財)鉄道総合技術研究所：既設トンネル近接施工対策マニュアル，1995.1.
- 2) 岡村勝己，北御門利男：ボタ山の下を掘る，トンネルと地下，Vol.7，No.8，1976.8.
- 3) 日本国有鉄道：シールドトンネルの設計施工指針（案），1977.
- 4) 国鉄仙台新幹線工事局：東北新幹線工事誌（黒川・有壁間），pp.463-476，1983.3.
- 5) 池本敏己，鬼丸廉治，岡井宗彦，福山新二：トンネル直上の高盛土を考慮した二次覆工ー九州新幹線第一紫尾山トンネルー，トンネルと地下，Vo30，No.10，1999.10.
- 6) 龍岡文夫，他：講座「地盤材料の小ひずみでの非線形特性と地盤変形問題への適用，6.ケースヒストリー（その1）」，土と基礎，Vol.45，No.9，1997.9.
- 7) 朝倉俊弘，小島芳之，佐藤豊，山根新吉，船山三幸：鉄道トンネルに近接する切土工事の影響評価，第31回地盤工学研究発表会，1996.7.
- 8) 朝倉俊弘：山岳トンネル変状メカニズムとその対策に関する研究，鉄道総研報告，特別第13号，1997.3.
- 9) 小島芳之，朝倉俊弘，岡野法之，斎藤貴，重田佳幸：鉄道トンネル上部の切土工事の影響評価，トンネル工学研究発表会論文・報告集，Vol.8，1998.10.
- 10) 小島芳之，藤沢一，金子静夫，五味一男：既設トンネル直上部を交差するトンネル工事の影響予測と現場計測，構造工学論文集，Vol.39A，1993.3.
- 11) 満尾淳，山田豊，田井伸治：明かり発破作業が既設トンネルに及ぼす影響計測について，第30回地盤工学研究発表会，1995.7.
- 12) 土屋敬，吉田恒彦，安田憲彰，松本吉雄：トンネル設計用プログラムの開発とその解析事例，鉄道技術研究報告，No.1351，1987.3.
- 13) 村山朔朗，岩崎好規，橋本正，平山英喜，松崎仁一：開削に伴う地盤の浮き上がりと現場計測工法，土と基礎，Vol.30，No.7，1982.7.
- 14) 桜井春輔，清水則一，金澤寛，梶原誠：地表面掘削による既設トンネルの変形挙動，第8回岩の力学国内シンポジウム講演論文集，1990.
- 15) 中川裕司，炭谷重幸，吉岡祐仁，有本弘孝：大規模開削工事直下に位置するシールドトンネルの挙動（その1），第31回地盤工学研究発表会，1996.7.
- 16) 保岡哲治，金田勉：地表面掘削による既設トンネルの挙動計測結果について，トンネル工学研究発表会論文・報告集，vol.3，1993.11
- 17) JR東日本東京工事事務所：東工技報京葉線特集号，1990.
- 18) 土質工学会：大阪地盤ー特に洪積層の研究とその応用ー，1977.
- 19) 小島芳之，吉川和行，重田佳幸，木村英雄，朝倉俊弘：トンネル上部の切土による影響事例の分析，第11回岩の力学国内シンポジウム，2002.1.
- 20) 小島芳之，吉川和行，重田佳幸，土屋敬，朝倉俊弘，中川浩二：上部地山の切土による既設トンネルの変形挙動，材料，Vol.52，No.8，2003.8.

第4章 地盤を介したトンネルの載荷・除荷模型実験

4.1 概説

地表面の載荷・除荷に伴う地盤およびトンネルの変形挙動を把握するため、2次元平面ひずみの載荷・除荷模型実験装置を作成し、実験を行った^{1)～4)}。

この模型実験の目的は、以下のとおりである。

- (1) 地表面の部分的な載荷・除荷による地盤の非線形な変形挙動の表現
 - 1) 部分載荷・除荷による地中への応力分散
 - 2) 非線形特性の異なる地盤（泥質地盤と砂質地盤）
- (2) 載荷・除荷による地盤の変形挙動との相互作用として生ずるトンネル覆工の変形特性の解明
- (3) 実験結果を再現できる数値解析法の作成

このような目的を達成するため、次の条件を満たすように計画した。

- ①最大載荷圧 $p=1.0\text{MPa}$
- ②局所的な載荷・除荷が可能（載荷・除荷幅 $B=1\sim 3d$ ）
- ③最大初期土被り $H=3d$ まで
- ④トンネルの断面形状：円形，縮尺 1/60，外径 $d=150\text{mm}$
- ⑤2種類の模擬地盤を設定
 - ・粘着力 c が大きい泥質地盤（ここでは M 地盤という）
 - ・内部摩擦角 ϕ が大きい砂質地盤（ここでは S 地盤という）

4.2 実験概要

4.2.1 実験装置と材料

(1) 実験装置

実験装置は、写真 4.2.1 に示すように、土槽、載荷装置、反力枠からなる 2次元平面ひずみ条件の載荷装置である。土槽と載荷装置の形状および計測器の配置を、図 4.2.1 に示す。

土槽の寸法は、幅 1,500mm，奥行き 400mm，高さ 1,000mm である。土槽の前面板と背面板は、2次元平面ひずみ条件を再現するために H 鋼 (H-150×150mm) の井桁により補強するとともに、その上部をタイロッドで固定した。また、土槽の底面に土圧計を設置し、正確に土圧を測定するために豊浦標準砂を厚さ 10mm に敷詰めた。

載荷部材は、7組の載荷板と油圧ジャッキで構成される。載荷板は、補強リブが付いた厚さ 50mm の鋼板で、載荷板下部には地表面沈下に追従できるよう厚さ 30mm のゴム板を設置した。

載荷板の幅は、両端の2個が 371mm，その他 5 個が 146mm で、奥行きは各々 396mm である。油圧ジャッキには、最大圧縮力 200kN，ストローク 150mm のものを用いた。

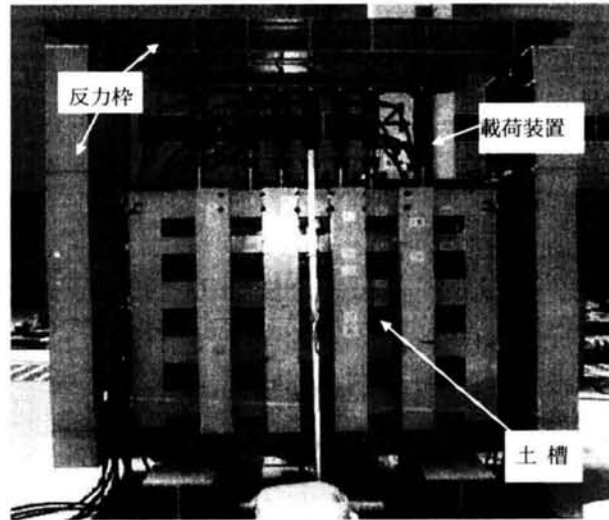


写真 4.2.1 トンネル載荷・除荷実験装置の外観

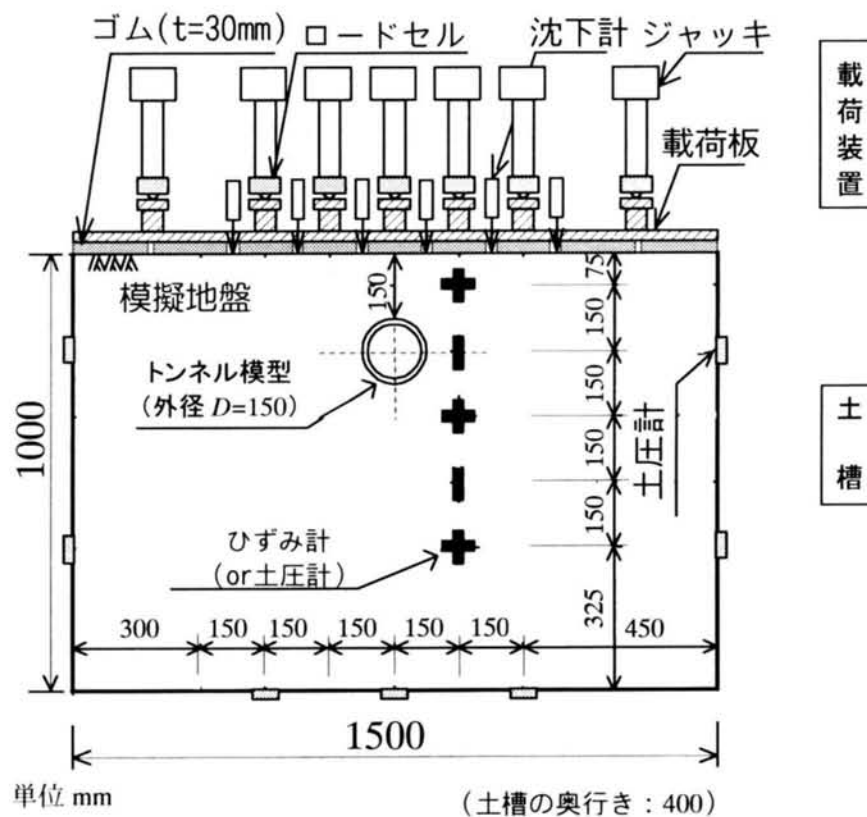


図 4.2.1 実験装置と計測器配置

(2) 地盤材料

地盤材料には、一軸圧縮強度 $q_u=0.5\sim 1.0\text{MPa}$ 、弾性係数 $E_{50}=100\sim 200\text{MPa}$ の力学特性を有する泥岩（いわゆる土丹）を想定した低強度モルタル地盤（M 地盤）と、N 値 20～30 の洪積砂層を想定した空気乾燥状態の砂地盤（S 地盤）の2種類を考えた。

1) M 地盤

表 4.2.1 に示す配合のモルタルを用いた。

2) S 地盤

図 4.2.2 に示す粒度分布の空気乾燥状態の遠州浜岡砂を用いた。

表 4.2.2 は、M 地盤、S 地盤の物性値を総括したものである。なお、M 地盤の物性値はモルタルの7日養生後（実験の実施時点）のものである。

表 4.2.1 低強度モルタル(M 地盤)の配合(kg/m^3)

水セメント比(W/C)	早強セメント(C)	水(W)	珪砂6号	珪砂7号
3.00	213	638	325	325
ベントナイト		流動化剤		分離防止剤
63.8		19.6		0.32

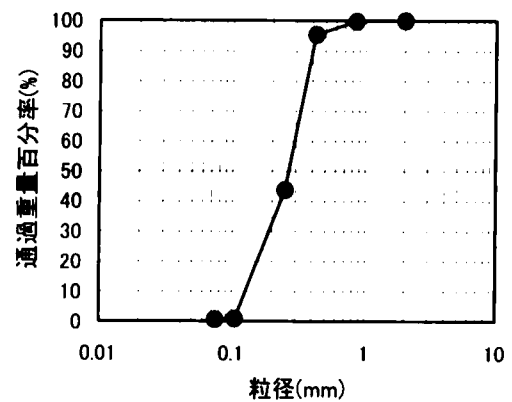


図 4.2.2 乾燥浜岡砂 (S 地盤) の粒度加積曲線

表 4.2.2 模擬地盤の物性値

地盤名		M 地盤	S 地盤
使用材料		低強度モルタル (養生: 7 日)	乾燥浜岡砂 (空中落下法)
湿潤密度 ρ (g/cm^3)		1.59	—
乾燥密度 ρ (g/cm^3)		1.02	1.51
自然含水比 ω (%)		55.9	0.0
間隙比(e)		—	0.782
相対密度 D_r (%)		—	43.8
一軸圧縮試験	q_u (MPa)	0.742	—
	E_{50} (MPa)	133	—
三軸圧縮試験※ (LDT による)	c (MPa)	0.290	0.010
	ϕ (°)	9.5	23

※ 試験条件: UU (M 地盤) CD (S 地盤) 0.1% / c, ϕ は歪み 1% での値。

3) 精密三軸圧縮試験による地盤の非線形特性

各地盤に対して、微小ひずみでの非線形特性を確認するために、局所変形測定装置 (LDT⁵⁾) を用いた精密三軸圧縮試験を行った。試験条件は、M 地盤が非圧密非排水 (UU) で、S 地盤が圧密排水 (CD) とし、ひずみ速度はともに 0.1%/min とした。

図 4.2.3 は、精密三軸圧縮試験の結果である。

図より、M 地盤の場合は、軸差応力の増分が軸ひずみ 0.1% 付近から急激に減少しはじめて非線形性が顕在化するが、拘束圧が増加しても弾性係数やせん断強さはあまり増加しない。

S 地盤の場合は、M 地盤と同様に強いひずみ依存性を示すが、拘束圧が大きくなると弾性係数やせん断強さも増加し、拘束圧の影響が非常に大きいことが分かる。

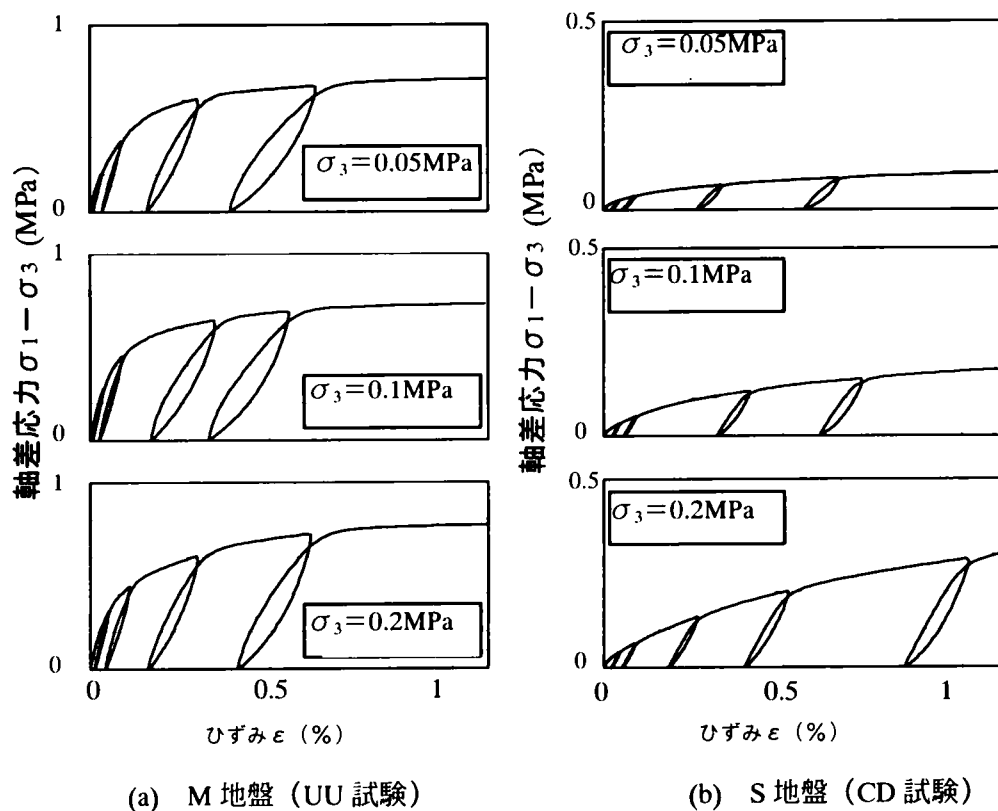


図 4.2.3 模擬地盤の精密三軸圧縮試験結果

(3) トンネル模型覆工

トンネル模型覆工には、外径 $d=150\text{mm}$ 、内径 130mm 、肉厚 10mm 、長さ 394mm のアクリル製の円筒を用いた (表 4.2.3, 図 4.2.4, 写真 4.2.2)。なお、新幹線標準断面程度の規模の実物トンネルを想定すれば、トンネル幅約 10m に対して $1/60$ の縮尺比になる。

本実験では、このようにトンネルの幾何学的相似を $1/60$ とし、上記(2)で示したように地盤の力学特性を実物に合わせた。一方、模型覆工の力学特性については、実物の材料を用いることは難しいので、地盤に対する相対的な曲げ剛性によって実物に合わせることにした。

東田ら⁵⁾の研究によれば、トンネルの地盤に対する相対的な曲げ剛性は、次式に示すたわみ性指数 κ によって表せるとしている。

$$\kappa = E / (S_f / a^3)$$

ここに、 E ：地盤の弾性係数

S_f ：平面ひずみ条件での管壁の曲げ剛性

$$S_f = E_p t^3 / \{12 (1 - \nu_p^2)\}$$

E_p ：管の弾性係数， ν_p ：管のポアソン比，

a ：管半径， t ：管厚

いまトンネル外径 d を10m，覆工コンクリートの弾性係数 E_p を14,000MPa，ポアソン比 ν_p を0.16とすれば，弾性係数 $E=100\sim 200\text{MPa}$ 程度の低固結度の地盤を想定したとき，たわみ性指数 κ と覆工厚 t の関係は図4.2.5(a)の実線のようになる．ここで，都市部における山岳工法トンネルの一般的な覆工厚 $t=400\sim 600\text{mm}$ ⁶⁾の範囲では， $\kappa=40\sim 300$ の範囲にあることが分かる．一方，模擬地盤中の模型覆工のたわみ性指数 κ は，M地盤，S地盤の E を各々 $E=133\text{MPa}$ (E_{50})， $E=80\text{MPa}$ （精密三軸圧縮試験における $\sigma_3=0.2\text{MPa}$ の0.05%割線弾性係数）とすれば，図4.2.5(b)の実線のようになる．いま，模型覆工厚 $t=10\text{mm}$ とすれば，模型覆工の κ は実トンネル覆工の κ の範囲内にあることが分かる．すなわちM地盤およびS地盤中の模型覆工は，実トンネル覆工の剛性にほぼ対応するものと判断できる．

なお，本研究では，模型覆工の形状を単純化し，剛性一様の円形断面にした．そのため，一般の山岳工法トンネルにおけるインバートと側壁の間の不連続な構造は表現しなかった．また，覆工は二次覆工を想定しており，地盤と一体で挙動する一次支保をモデル化しなかった．

表4.2.3 トンネル模型覆工の諸元

項 目		諸 元
トンネル	形状	円筒：外径 $d=150\text{mm}$ ，厚さ $t=10\text{mm}$
	材質	アクリル
	弾性係数	$E \doteq 3400(\text{MN/m}^2)$

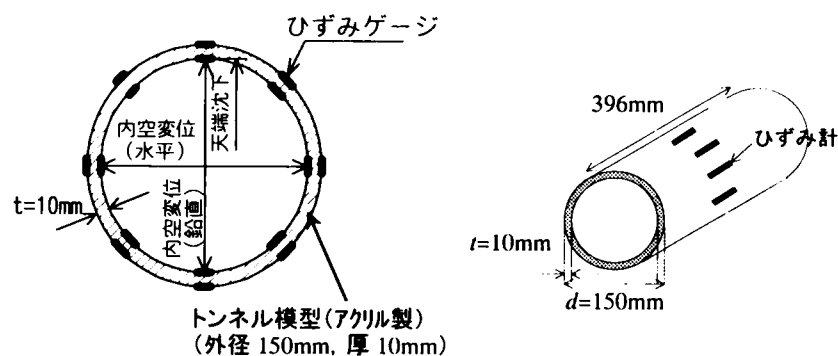


図4.2.4 トンネル模型と計測器配置

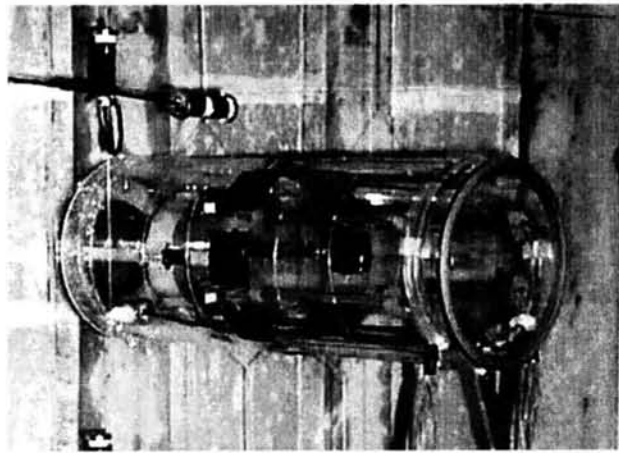
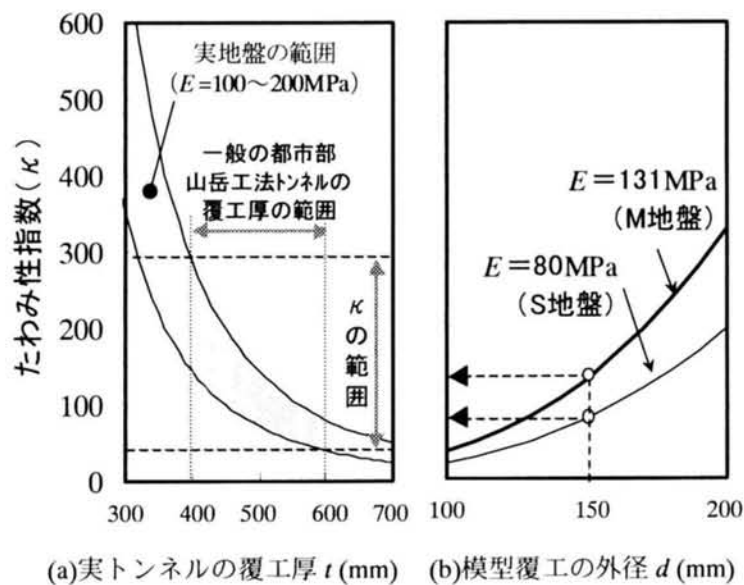


写真 4.2.2 トンネル模型覆工

図 4.2.5 たわみ性指数 κ と覆工厚 t の関係

(4) 土槽壁面の摩擦低減対策と土槽の寸法効果

地盤と土槽壁面の摩擦低減対策は、(3)に示す地盤の種類に応じて次のようにした。すなわち、M地盤では、流動パラフィンを用いて50mm角のフッ素加工シート（厚さ0.10mm）を2枚重ねにしたものを内壁に貼付した。S地盤では、シリコングリスを用いて幅150mm×長さ1,200mmのゴムメンブレン（厚さ0.25mm）を2枚重ねにしたものを内壁に貼付した。

土槽の形状と土槽内応力の関係は、久武⁷⁾によって実験的な研究が行われ、模擬地盤の摩擦係数と側圧係数の積が0.1、トンネル内圧と載荷圧の比を8割以上確保するには、トンネル（土槽）の奥行きをトンネル土被りと同程度以上にすることが示されている。このことから、本実験では、トンネル土被り450mmの場合においても土槽の寸法効果の影響を低減するため、トンネル（土槽）の奥行きを400mmとした。

4.2.2 実験方法

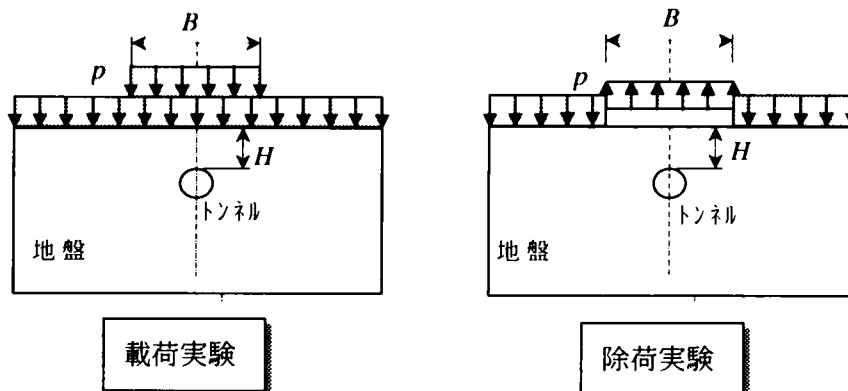
(1) 実験ケース

実験ケースは、表 4.2.4 に示すように、地盤種別、トンネルの有無の他、幾何学的パラメータとして、トンネルの土被り H 、載荷幅 B を変化させ、計 8 ケースとした。

表 4.2.4 実験ケース

ケース 番号	地盤種別	土被り H	本載荷・除荷幅 B
1	M	(トンネル無)	$3d$
2	M	$1d$	$3d$
3	M	$2d$	$3d$
4	M	$3d$	$3d$
5	M	$1d$	$1d$
6	S	(トンネル無)	$3d$
7	S	$3d$	$3d$
8	S	$3d$	$3d$

注) M: モルタル地盤, S: 砂地盤, d : トンネル外径 (150mm)



(2) 計測項目

地盤に関する計測項目は、図 4.2.1 に示したように、地表面沈下、土槽側面と土槽底面の土圧、地中ひずみ（M 地盤）、地中鉛直土圧（S 地盤）である。地中ひずみ、土圧の計測には、それぞれ市販の埋込み型ひずみ計、小型土圧計（ $\phi 30\text{mm}$ ）を使用した。なお、S 地盤は地盤剛性が小さいので地中ひずみの計測は困難であると判断し、標点を摩擦対策用ゴムメンブレンの所定の位置に設置し、地盤内の沈下分布を把握した。

なお、M 地盤については、地盤剛性が大きいので土圧計の受圧面と地盤の接触が困難であると考え、地中土圧の計測は行わず地中ひずみを計測することにした。一方、S 地盤については、地盤剛性が小さいので地中ひずみの計測は困難であると考え、地中土圧のみを計測することにした。

トンネル覆工に関する計測項目は、図 4.2.4 に示したように、内空変位（板ばね式変位計による）、天端沈下（小型のダイヤルゲージによる）、覆工ひずみである。覆工ひずみから、覆工に作用する軸力、曲げモーメントを算定することができる。

(3) 模擬地盤の作製

模擬地盤は、それぞれ以下のように作製した。

1) M地盤

M地盤については、土槽内に地中ひずみ計とトンネル模型をそれぞれ所定の位置に設置したのち、モルタルを7回（1バッチ、 0.1m^3 ）に分けて打設し作製した。その後、7日間養生したのち載荷実験を行った。このとき、地盤の均一性を確認するため、第2, 4, 6バッチから供試体を作製し一軸圧縮試験を行った。結果の一例としてケース1では、第2, 4, 6バッチで各々0.70, 0.74, 0.71MPa（養生：7日）であり、地盤はほぼ様な強度を有することが確認できた。また、実験後に模擬地盤の上部、中部、下部の計5箇所ブロックサンプリングを行い、密度、含水比が同一であることを確認した。なお、モルタルの乾燥収縮による地盤と土槽との隙間が生じることの対策として、予め土槽側壁と地盤の間に薄い空洞を空けておき、モルタルの収縮が概ね完了した時点で収縮の少ない石膏を流し込み充填した。

また、土槽底面土圧を計測できるように、土圧計を設置した後に厚さ10mmの砂を敷き詰めて締固めた上で、モルタルを打設した。

2) S地盤

S地盤については、土槽内に小型土圧計とトンネル模型をそれぞれ所定の位置に調整したのち、空気乾燥状態の浜岡砂を一定の寸法の出口から、高さ1.0mで自由落下させ、様な地盤を作製した。

このときの地盤の単位体積重量 γ は、別途30cm角の容器を使って空中落下法により調べた結果 14.8kN/m^3 であった。

(4) 実験手順

実験は、まずトンネルと計測機器の設置・地盤の作製・載荷装置のセットののち、図4.2.6に示すように、以下の手順で行った。

Step I：初期載荷

（全面載荷、地盤の初期応力状態を作成）（ $p=0 \rightarrow 0.5\text{MPa}$ ）

Step II：本除荷

（除荷幅B）（切土を表現、 $p=0.5 \rightarrow 0.1\text{MPa}$ ）

Step III：全除荷

（全面除荷）（ $p=0.5 \rightarrow 0\text{MPa}$ ）

Step IV：再初期載荷

（再び全面載荷、地盤の初期応力状態を作成）（ $p=0 \rightarrow 0.5\text{MPa}$ ）

Step V：本載荷

（載荷幅B）（盛土を表現、 $p=0.5 \rightarrow 0.9\text{MPa}$ ）

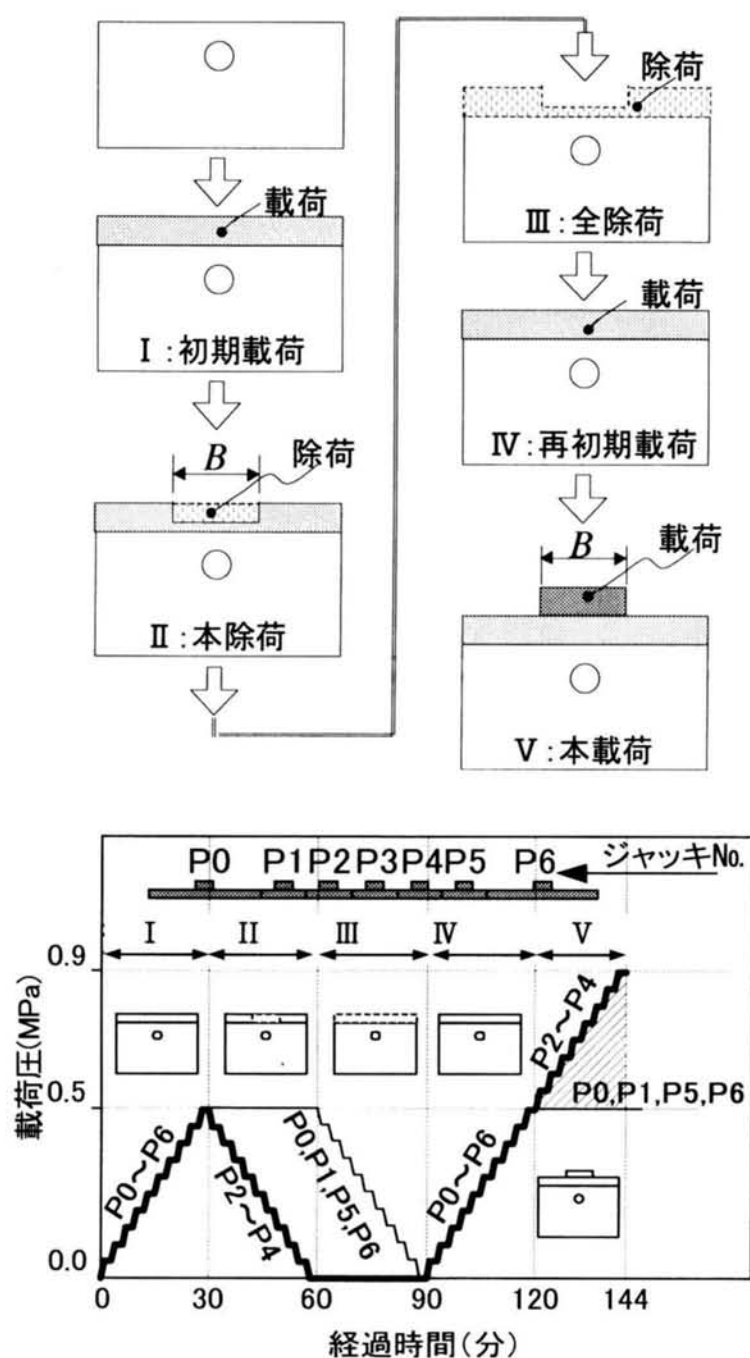


図 4.2.6 載荷・除荷の手順（本載荷・除荷幅 $B=3d$ の場合）

1) Step I : 初期載荷

模擬地盤に、深さ $H=20\text{m}$ 程度における地盤の初期応力状態を再現するため、図 4.2.6 に示したように、載荷圧 ($p=0.5\text{MPa}$) を一様に与える初期載荷を行った。

地盤作製時にトンネルが既に設置されているので、初期載荷を行うことにより周辺地盤とトンネルは相互に影響を及ぼしあいながら変形する。そのため、実際のトンネルのように、トンネル掘削後の初期応力状態とは異なることになるが、この実験ではこのような初期載荷後の状態を、初期応力状態とした。

載荷は、以下の要領で行った。

- ・荷重制御とし、載荷板と油圧ジャッキの間にロードセルを設置し、モニターで載荷圧を確認しながら、油圧ジャッキに接続した手動油圧ポンプを用いて、7つの載荷板を加圧することにより行う。
- ・0.05MPa 載荷した後に2分間保持することを繰り返し行って $p=0.5\text{MPa}$ になるまで行った。
- ・計測は、所定載荷圧に到達してから1分後に行った。

なお、この要領は、Step II以降においても同様である。

2) Step II：本除荷（除荷幅 B ）（ $p=0.5 \rightarrow 0.1\text{MPa}$ ）

本除荷の目的は、上部切土が行われたことを再現することである。なお、図 4.2.6 に示したように、除荷幅 $B=1d$ の場合には P3 のみ、 $B=3d$ の場合には P2, P3, P4 の3箇所の除荷を行うことを表している。

除荷圧 Δp は、切土高 $\Delta H=20\text{m}$ 程度の切土を想定し、 $p=0.5\text{MPa}$ から 0.1MPa まで載荷圧を低下させ、 $\Delta p=0.4\text{MPa}$ とした。

3) Step III：全除荷（全面除荷）～Step IV：再初期載荷（初期応力状態の作成）

本除荷実験を行ったのち、いったん Step IIIの全除荷を行い、再度、初期載荷と同様の要領で Step IVの再初期載荷を行った。

ここで、Step Iの初期載荷後と Step IVの再初期載荷後において、地表面沈下、地中ひずみ（M地盤）、地中土圧（S地盤）の値を各々比較したところ、両者に差は生じておらず、何れも適切に初期応力状態を再現できたものと考えられる（図 4.2.7）。

4) Step V：本載荷（載荷幅 B ）（ $p=0.5 \rightarrow 0.9\text{MPa}$ ）

本載荷の目的は、上部地盤に盛土などの部分載荷が行われたことを再現することである。なお、図 4.2.6 に示したように、載荷幅 $B=1d$ の場合には P3 のみ、 $B=3d$ の場合には P2, P3, P4 の3箇所の載荷を行うことを表している。

載荷圧 Δp は、盛土高 $\Delta H=20\text{m}$ 程度の盛土を想定し、 $\Delta p=0.4\text{MPa}$ とした。

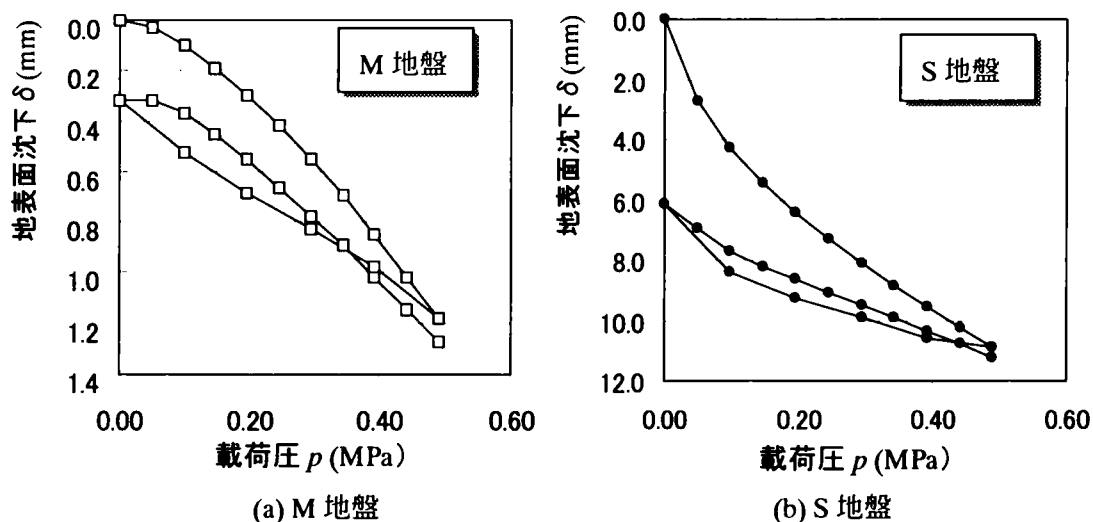


図 4.2.7 載荷圧と地表面沈下の関係（Step I ～ IV）

4. 3 載荷実験

ここでは、M 地盤と S 地盤について、まず再初期載荷 (StepⅣ) と本載荷 (StepⅤ) に分けて地盤の変形挙動を示した上で、本載荷 (StepⅤ) におけるトンネル覆工の変形挙動を示す。

4. 3. 1 載荷による地盤の挙動

(1) M 地盤の挙動

1) 初期載荷

図 4.3.1 は、トンネル無し (ケース 1) について載荷圧と土槽底面土圧の関係を示したものである。図より、土槽底面土圧は載荷圧とほぼ線形関係にあるが、その大きさは理論圧に対して同程度から 10% 程小さい。

また、図 4.3.2 に、ケース 1 の載荷圧と地中ひずみ (鉛直および水平) の関係を示す。図より、鉛直ひずみは載荷圧を増やすと非線形的に増加し、載荷圧 0.5MPa において 700~900 μ となり、深いほど鉛直ひずみが小さくなる傾向が見られる。

このように、壁面摩擦の影響は深いほど大きく、ケース 1 以外のケースも勘案すれば、土槽底面 (深さ 1m) で平均 10% 程度の土圧が減少しているものと考えられる。したがって、トンネルが設置される土被り 3d 付近 (深さ 0.45m) では、5% 程度の土圧の減少があるものと考えられる。なお、図 4.3.3 より、載荷圧 0.5MPa の際の地表面沈下は約 1mm (深さ方向に均等にひずみが生じた場合の鉛直ひずみ値は 1,000 μ) であり、鉛直ひずみの計測値よりもやや大きかった。これは、主に底部に敷き詰めた砂 (厚さ 10mm) の圧縮沈下や M 地盤表層部の僅かな不均一性による影響であると考えられる。また、水平ひずみは非常に小さく、地盤と土槽側壁にすき間がほとんど発生していないことが分かる。

以上より、M 地盤では、多少の壁面摩擦の影響が生じたものの、ほぼ良好な鉛直応力 0.5MPa の初期応力状態を再現できた。なお、初期載荷終了時の見掛けの弾性係数は 400MPa 程度である。

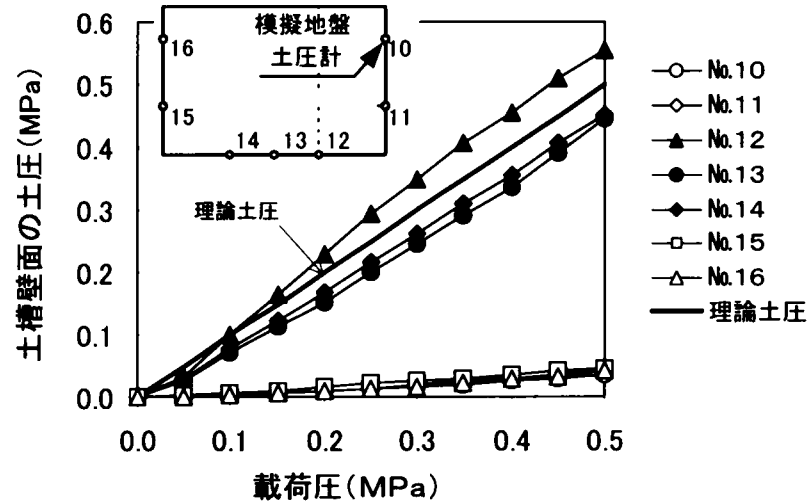


図 4.3.1 載荷圧と土槽壁面（底面・側面）土圧の関係
（再初期載荷・M 地盤・ケース 1）

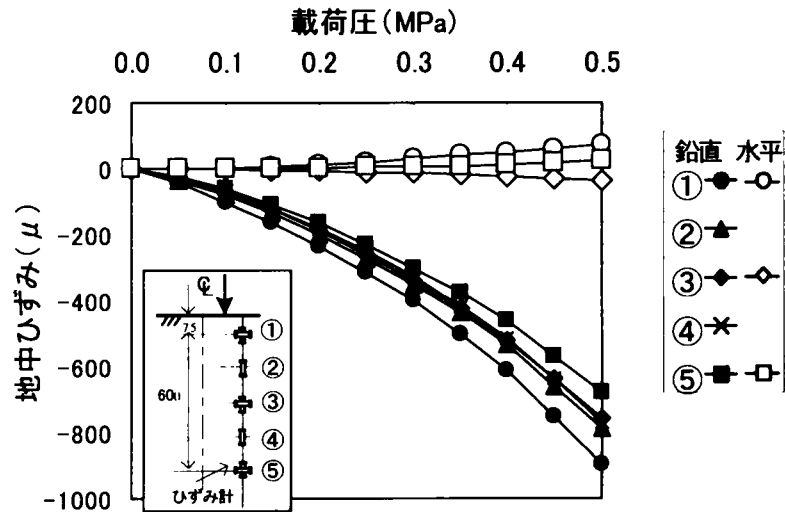


図 4.3.2 載荷圧と地中ひずみの関係
（再初期載荷・M 地盤・ケース 1）

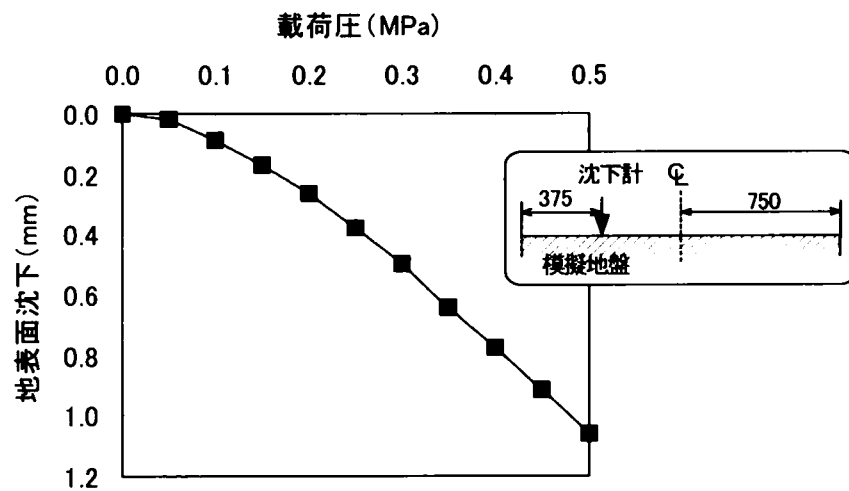


図 4.3.3 載荷圧と地表面沈下の関係
（再初期載荷・M 地盤・ケース 1）

2) 本載荷

図 4.3.4 は、ケース 1～5 の載荷圧 0.9MPa における鉛直および水平地中ひずみ増分（載荷圧 0.5MPa からの増分）の分布を示したものである。

図 4.3.4 (a)より、次のことが分かる。

- ① 載荷幅 $B=3d$ （ケース 1～4）の場合は、地表面に近づくほど鉛直ひずみが著しく大きくなっている。これは、応力分散の効果に加えて地盤のひずみ依存の非線形性によるものであり、この非線形性の影響が大きい範囲は、土被り $H=3d$ (0.5m) すなわち $H/B=1$ 程度までである。
- ② 鉛直ひずみは、トンネルの側方において相対的に大きくなっている。これは、圧縮応力が大きいことに加えて、トンネルの剛性が地盤に比較して相対的に小さいので、側方地盤に応力が集中する傾向にあるためであると考えられる。
- ③ 水平ひずみは全体的に非常に小さい。これは、水平応力の地中への分散が鉛直応力に比べて著しいためであると考えられ、載荷により拘束圧が増加する効果は、ごく浅い範囲にしか期待できないことを示唆するものである。

さらに、図 4.3.4 (b)より、次のことが分かる。

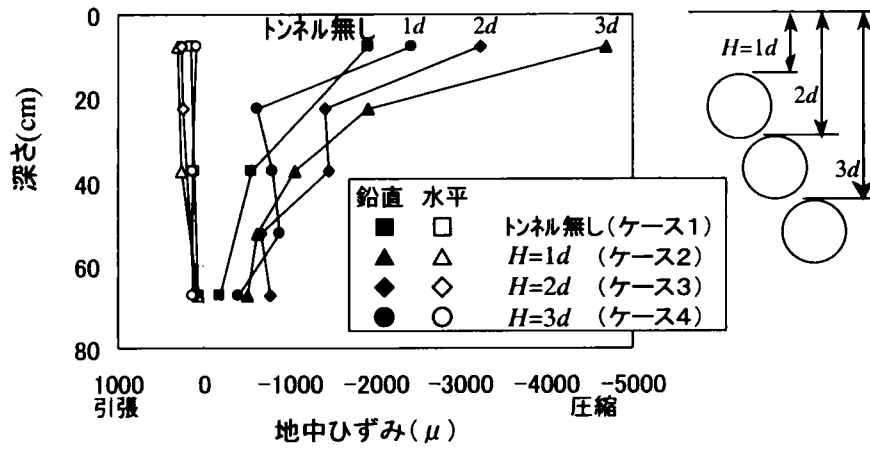
- ④ 載荷幅 $B=1d$ （ケース 5）のひずみは、 $B=3d$ （ケース 2）に比較して全体に小さく、特に深さ 75mm における鉛直ひずみは極めて小さかった。これは、載荷幅が狭いので地中の応力分散が著しいことに加え、ひずみ計の位置が載荷幅より外にあったためである。

図 4.3.5 は、載荷圧と地表面沈下の関係を示したものである。図より、M 地盤では、各ケースともに載荷圧が増えると地表面沈下の増分が増える顕著な非線形な挙動が生じてることが分かる。

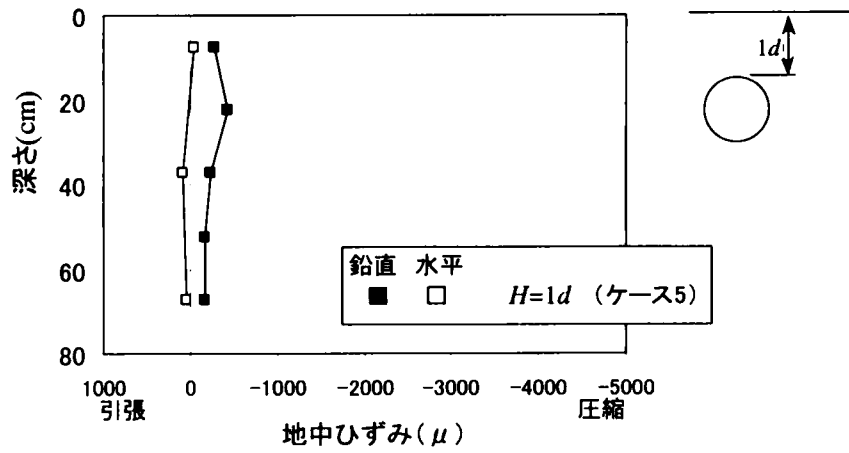
以上より、本載荷による M 地盤の挙動は、次のような特性があることが分かった。

- 1) 載荷圧を増やすほど地盤剛性が著しく低下してひずみが急増する。
- 2) この非線形挙動は載荷面に近いほど著しい。
- 3) 非線形挙動が著しい範囲は $H/B=1$ 程度より浅い範囲である。

また、トンネルがある場合はその側方に応力が集中する傾向にあること、部分載荷による拘束圧の増加は小さいこと、載荷幅が狭いと地中への応力分散がより著しいこと、などが確認できた。



(a) 載荷幅 $B=3d$ の場合 (ケース 1 ~ 4)



(b) 載荷幅 $B=1d$ の場合 (ケース 5)

図 4.3.4 載荷圧 0.9MPa での地中ひずみの増分分布
(本載荷・M 地盤・ケース 1 ~ 5)

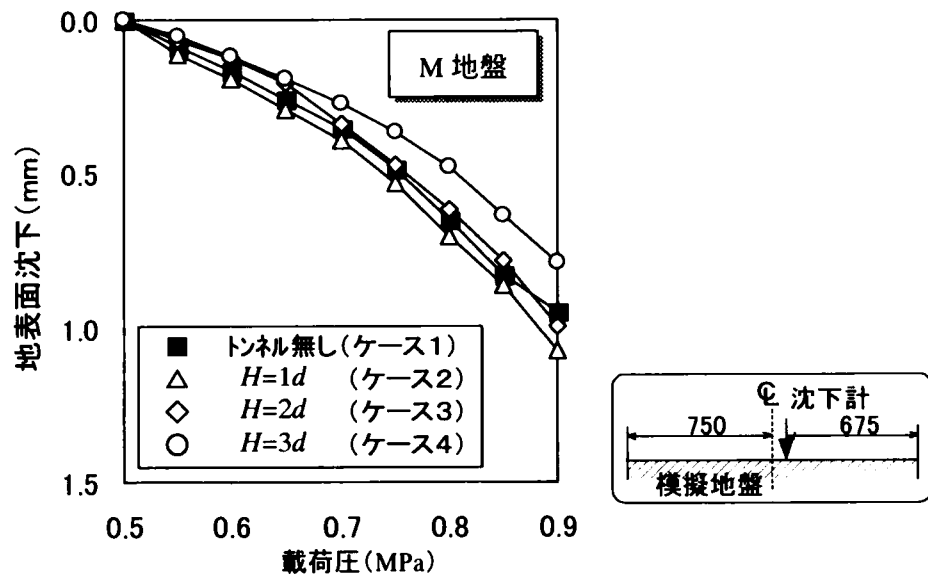


図 4.3.5 載荷圧と地表面沈下の関係
(本載荷・M 地盤・ケース 1 ~ 4)

(2) S地盤の挙動

1) 初期載荷

図 4.3.6 は、S 地盤と土槽壁面の摩擦の程度を確認するため、トンネル無し（ケース 6）について載荷圧と土槽底面土圧の関係を示したものである。図より、M 地盤の場合と同様に、土槽底面土圧は載荷圧とほぼ線形関係にあり、載荷圧と同程度の値であった。一方、ケース 6 の載荷圧と地中土圧の関係を図 4.3.7 に示す。図より、地中土圧は、載荷圧（理論土圧）に比べて若干大きい値であるが、これはダイヤフラム型土圧計特有の応力集中⁸⁾によるものと考えられる。なお、地中土圧を深さ毎に見ると、深いほど計測値が小さくなる傾向にあるので、S 地盤の場合も土槽壁面の摩擦の影響が多少見られることが分かる。ただし、摩擦の影響は、ケース 6 以外のケースも勘案すれば、土槽底面において最大 5% 程度である。また、地盤の深さ方向の密度分布は、各載荷段階で概ね均一に保持されたものと判断される。

図 4.3.8 は、ケース 6 の載荷圧と地表面沈下の関係を示したものである。図より、載荷初期の段階では沈下量の増分が大きく、載荷圧が増えるに従い沈下量の増分が減少し、載荷圧 0.3MPa 以降はほぼ線形に挙動していることが分かる。これは、載荷初期では地盤の圧縮により間隙比が低下し見かけの弾性係数が大きくなることや、載荷圧がさらに増えると、間隙比が一定値に近づき間隙比の低下による弾性係数の増加の効果が小さくなる一方で拘束圧の増加に伴うひずみ硬化が生じることによるためであると考えられる。

以上より、S 地盤は、M 地盤と同様に多少の壁面摩擦の影響が生じたものの、鉛直応力 0.5MPa のほぼ均一な初期応力状態を再現できた。そのときの見掛けの弾性係数は 80MPa 程度であり、M 地盤の約 1/5 である。

2) 本載荷

図 4.3.9 は、ケース 6～8 の本載荷圧 0.9MPa における地中土圧増分比（載荷圧 0.5MPa からの地中鉛直土圧の増分を載荷圧 0.5MPa の地中鉛直土圧で正規化（図中の注）参照）の分布を示したものである。図より、土圧増分比は、いずれのケースも地表面に近くなるほど大きくなっており、各ケースともほぼ同様の値を示している。なお、トンネルがある場合（ケース 7～8）におけるトンネル側方の土圧に有意な差は認められなかった。すなわち、M 地盤のように地中応力がトンネル側方の地盤に流れるような挙動は認められなかった。これは、M 地盤に比較して S 地盤の剛性が小さいためであると考えられる。

図 4.3.10 は、載荷圧と地表面沈下の関係を示したものである。図より、各ケースともに載荷圧が増えると地表面沈下の増分が大きくなる非線形な挙動が見られるが、M 地盤に比べると非線形性が穏やかである（図 4.3.5 参照）。これは、本載荷に伴って拘束圧も増加するので、地盤のひずみレベルが増えても地盤剛性が大きく低下しないためであると考えられる。

以上より、本載荷による S 地盤の挙動は、

- ① M 地盤と同様に土被りが小さいほど載荷の影響が大きいこと
- ② ただし載荷圧が増えると拘束圧の増加により弾性係数が大きく低下することはないのでより穏やかな非線形挙動となること
- ③ M 地盤に比べて軟らかいのでトンネルの側方地盤に応力が集中することはないことなどの知見が得られた。

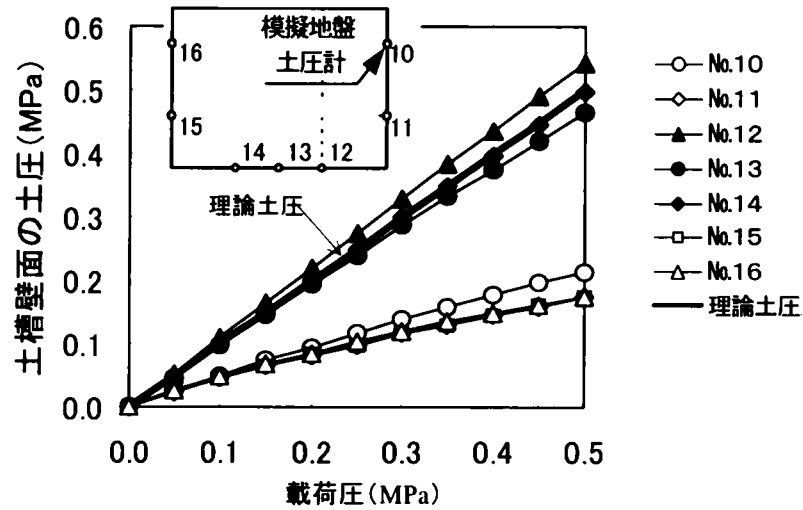


図 4.3.6 載荷圧と土槽壁面（底面・側面）土圧の関係
（再初期載荷・S 地盤・ケース 6）

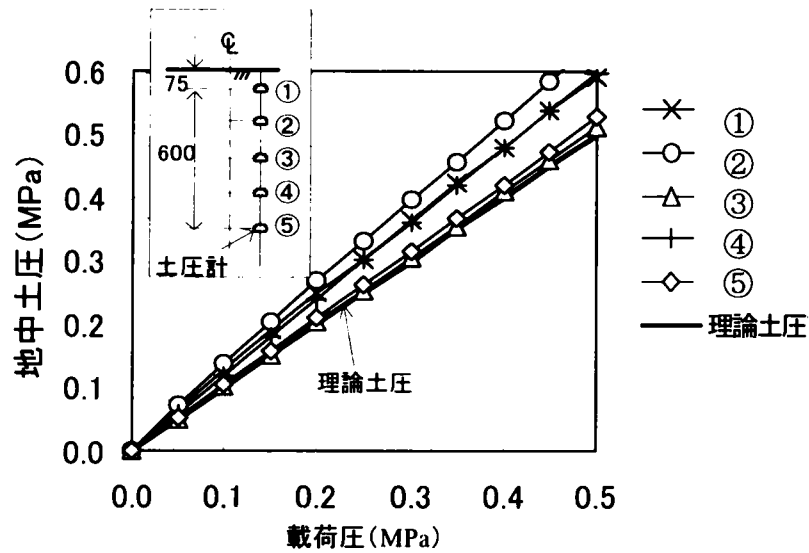


図 4.3.7 載荷圧と地中土圧の関係
（再初期載荷・S 地盤・ケース 6）

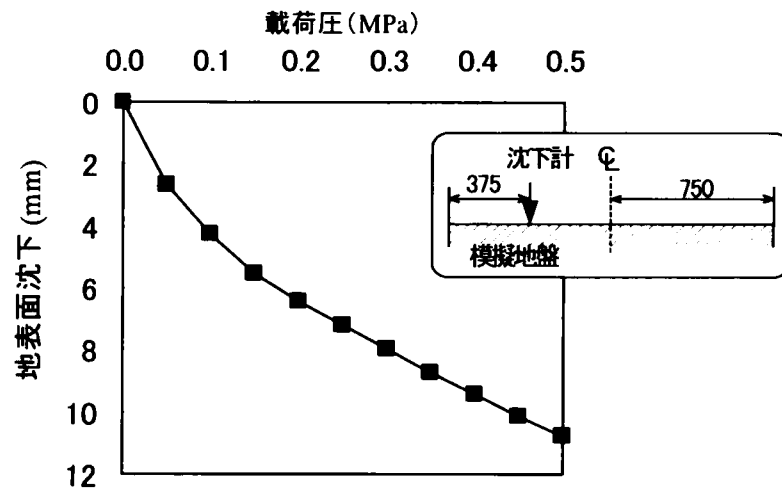
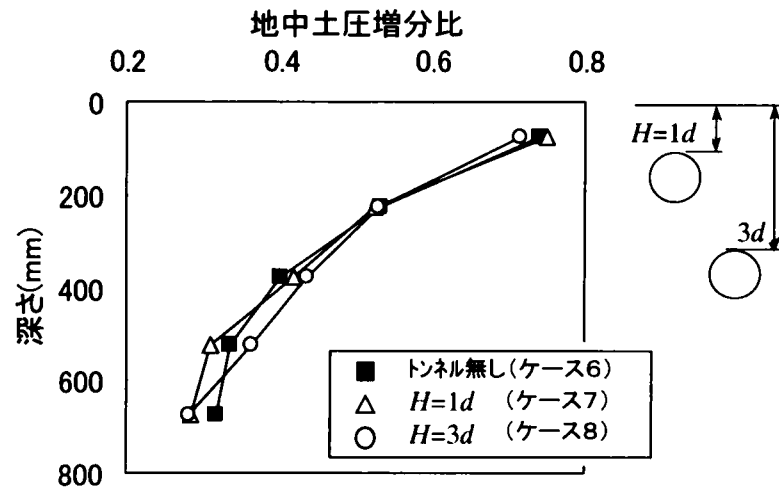


図 4.3.8 載荷圧と地表面沈下の関係
（再初期載荷・S 地盤・ケース 6）



注) 地中土圧増分比 = $(\sigma_p - \sigma_{0.5}) / \sigma_{0.5}$
 ここに、 σ_p : 本載荷圧 p MPa での地中鉛直土圧
 $\sigma_{0.5}$: 載荷圧 0.5 MPa での地中鉛直土圧

図 4.3.9 載荷圧 0.9MPa での地中土圧増分比の分布
 (本載荷・S 地盤・ケース 6～ケース 8)

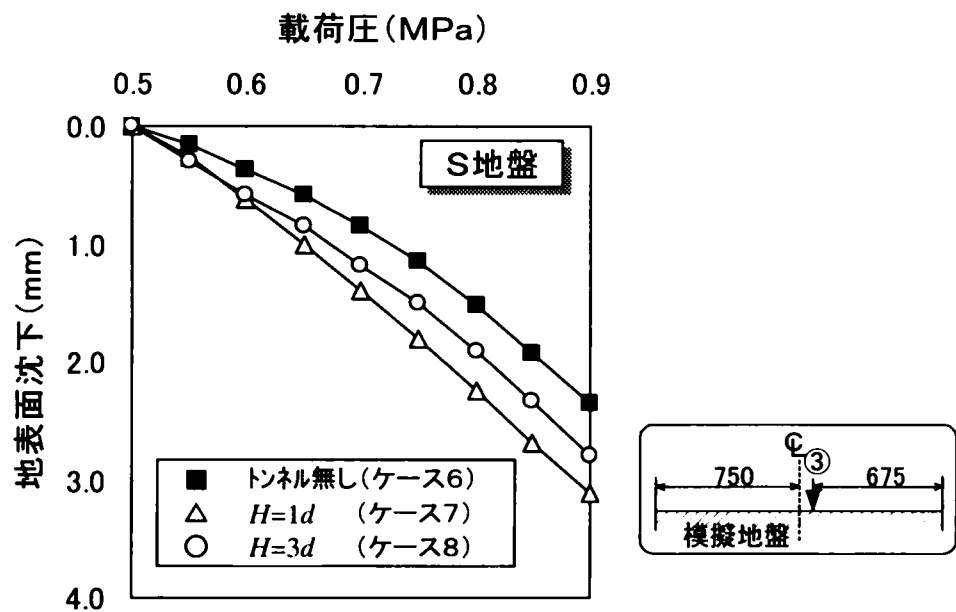


図 4.3.10 載荷圧と地表面沈下の関係
 (本載荷・S 地盤・ケース 6～ケース 8)

4. 3. 2 載荷によるトンネルの挙動

ここでは、M地盤およびS地盤の挙動の特徴を踏まえ、本載荷時のトンネル覆工の変形挙動について、内空変位、断面力（軸力、曲げモーメント）、トンネル覆工に発生する応力に着目して検討する。

図 4.3.11 に載荷圧とトンネル内空変位の関係を、図 4.3.12 に載荷圧とトンネル天端部の断面力の関係を、図 4.3.13 および図 4.3.14 に 0.7, 0.9MPa 時の断面力分布を、図 4.3.15 に土被り・載荷幅と載荷圧 0.9MPa 時の天端部内縁応力（軸力成分：軸力を覆工断面積で除したもの、曲げモーメント成分：曲げモーメントを断面係数で除したもの）の関係を、さらに図 4.3.16 に土被りと載荷圧 0.9MPa 時の天端部縁応力との関係をそれぞれ示す。なお、全て本載荷開始時（0.5MPa）を基準にした増分値で整理した。

（1）全体的な挙動の傾向

覆工は、全ケースで次のような挙動を示した。すなわち、内空変位については、図 4.3.11 より、載荷により鉛直方向に縮小し水平方向に拡大する変形モードを示し、変形量は鉛直方向の方が大きい。断面力については、図 4.3.12～14 より、軸力は全て圧縮であり、曲げモーメントは変形モードに対応して天端・インバート部で正曲げ、SL 部で負曲げである。

（2）M地盤におけるトンネルの挙動

M地盤における内空変位および断面力は、図 4.3.11 (a)および図 4.3.12 (a)より、載荷圧の増加とともに急増する挙動を示しており、その傾向は土被りが小さいほど顕著である。これは、M地盤は、初期剛性が大きいものの強いひずみ依存の非線形性を示すからである。

断面力の分布については、図 4.3.13 (a)および(b)より、軸力は覆工全周においてほぼ均等に生じており、曲げモーメントは図 4.3.14 (a)および(b)に示すように、(c)に示す S 地盤に比較するとかなり小さくなっている。また、図 4.3.15 (a)より、天端部内縁応力は、全てのケースにおいて曲げモーメント成分が軸力成分を僅かに上回る程度であり、載荷後も軸力が支配的な応力状態にあることが分かる。

次に、土被り H あるいは載荷幅 B による影響に着目すると次のようである。

土被り H による影響については、図 4.3.15 (a)に示すように、土被りが $H=3d$ （ケース 4）から $H=1d$ （ケース 2）に低下すると、天端部の曲げ成分（■）および軸力成分（□）ともに同程度に増加する。その結果、図 4.3.16 (a)に示すように、土被りが減ると、外縁応力（圧縮）（▣）が増加するものの、内縁応力（引張）（□）はほとんど変化しないという結果になった。その原因は、土被りが小さいと載荷による拘束圧が大きくなること、載荷により地盤が軟らかくなるとポアソン比が増えて側圧が増加することなどが考えられる。

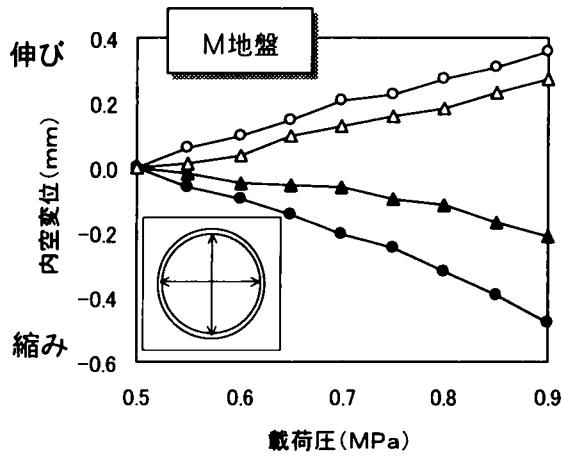
載荷幅 B による影響については、図 4.3.15 (a)に示すように、載荷幅 $B=1d$ （ケース 5）の場合は、載荷幅 $B=3d$ の場合（ケース 4）に比較し、曲げ成分がやや卓越する傾向にある。これは、 $B=1d$ （ケース 5）の場合は、天端部の比較的狭い範囲に載荷圧が加わるためであると考えられる。

(3) S地盤におけるトンネルの挙動

S地盤における内空変位および断面力は、図 4.3.11 (b)および図 4.3.12 (b)より、M地盤の場合と比較すると線形的に増加している。これは、S地盤では、本載荷において地盤剛性の低下があまりないこと（図 4.3.10）と整合がとれている。

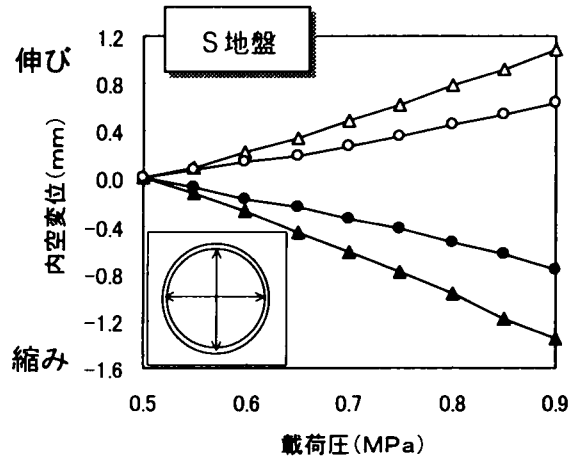
断面力分布について M地盤と比較すると次のようになる。まず軸力については、図 4.3.13 (c)より、SL部では M地盤とほぼ同様の値であるのに対して、天端部では M地盤の 1/2 程度である。次に曲げモーメントについては、図 4.3.14 (c)より、全体的に M地盤よりかなり大きい（土被り $H=1d$ で 4 倍）。また、図 4.3.15 (b)より、天端部内縁応力は、M地盤に比べて曲げ成分がはるかに支配的な応力状態にあることが分かる。このように、天端部で軸力が小さくなるのは、地盤と覆工の間に摩擦力が生じるためであり、全体的に曲げモーメントが卓越するのは、S地盤の剛性が M地盤よりはるかに小さいためであると考えられる。なお、初期載荷終了時の弾性係数は、(2)b)で述べたように M地盤の約 1/5 である。

一方、土被り H による影響については、図 4.3.15 (b)に示すように、M地盤と同様に、土被りが $H=3d$ から $H=1d$ （ケース 7 から 6）まで小さくなると、曲げモーメント成分および軸力成分ともに増加している。しかし、M地盤に比較して曲げモーメント成分が圧倒的に卓越しており、図 4.3.16 (b)に示すように、土被りが小さいほど天端部内縁で引張応力が顕著に増加していることが分かる。



鉛直	水平	
▲	△	$H=1d$ (ケース2)
●	○	$H=3d$ (ケース4)

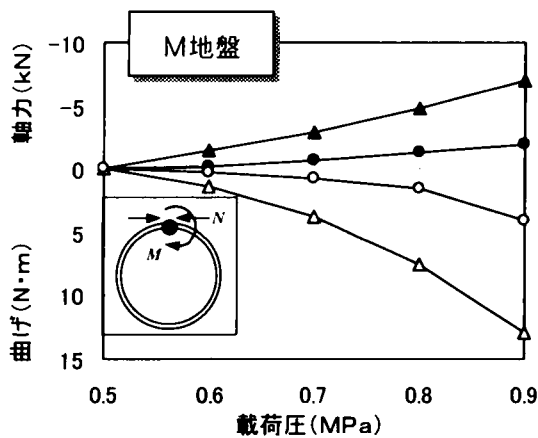
(a) M 地盤 (ケース 2, 4)



鉛直	水平	
▲	△	$H=1d$ (ケース7)
●	○	$H=3d$ (ケース8)

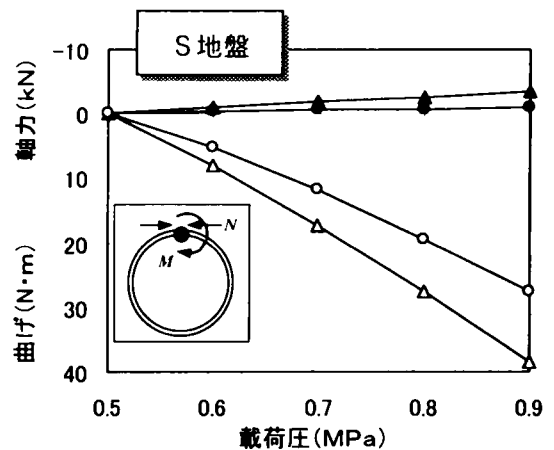
(b) S 地盤 (ケース 7, 8)

図 4.3.11 本載荷における載荷圧と天端部の内空変位の関係
(載荷幅 $B=3d$)



軸力	曲げ	
▲	△	$H=1d$ (ケース2)
●	○	$H=3d$ (ケース4)

(a) M 地盤 (ケース 2, 4)



軸力	曲げ	
▲	△	$H=1d$ (ケース7)
●	○	$H=3d$ (ケース8)

(b) S 地盤 (ケース 7, 8)

図 4.3.12 本載荷における載荷圧と天端部の断面力の関係
(載荷幅 $B=3d$)

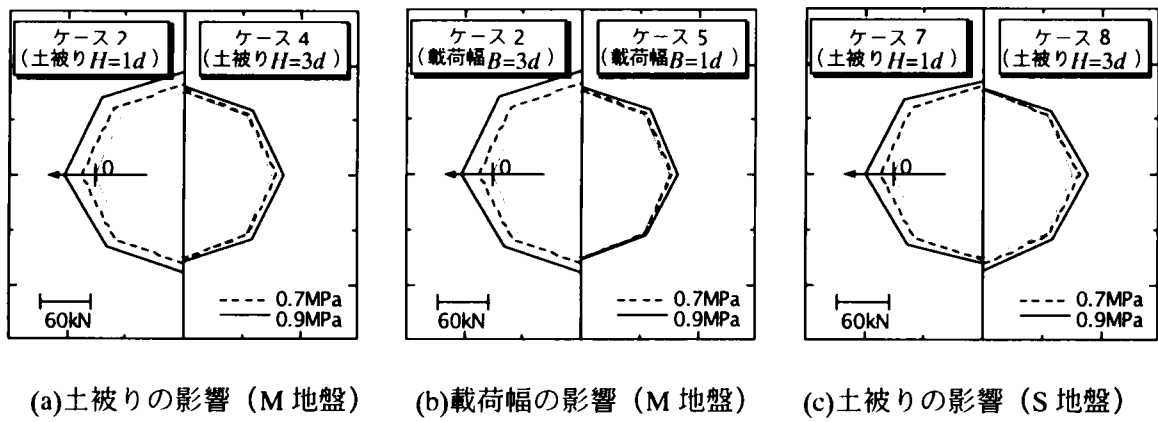


図 4.3.13 本載荷における断面力分布 (軸力)

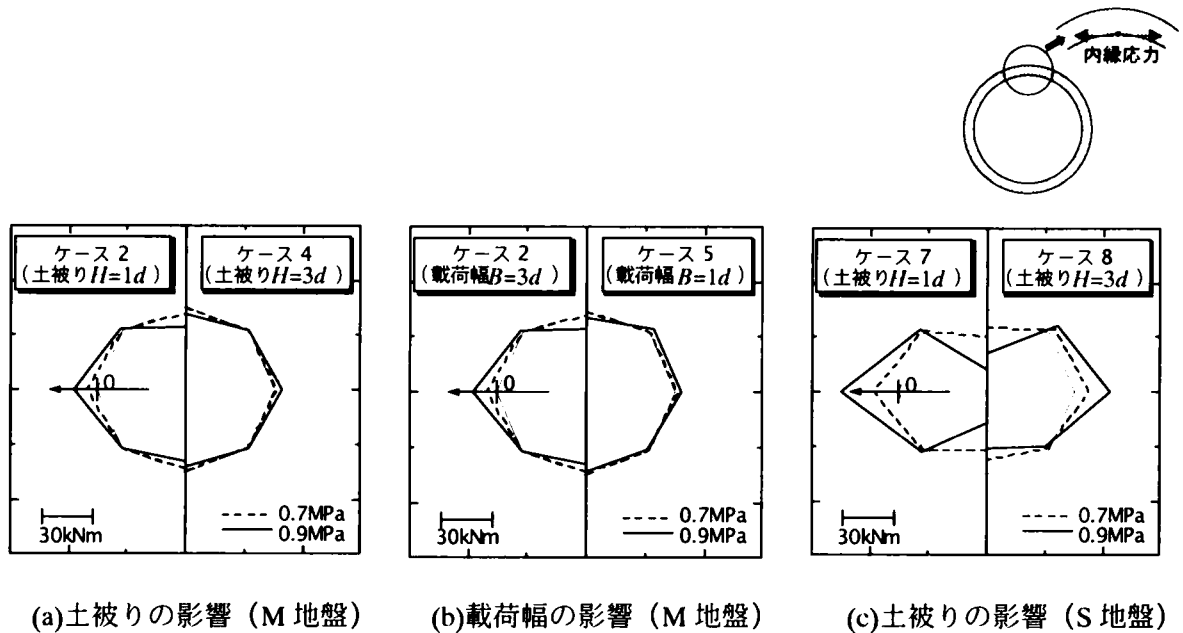
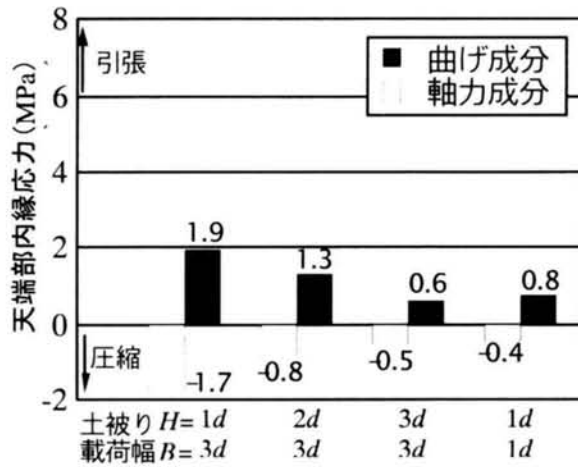
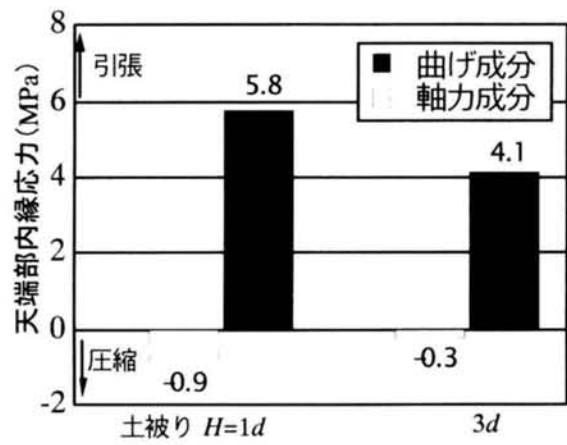


図 4.3.14 本載荷における断面力分布 (曲げモーメント)

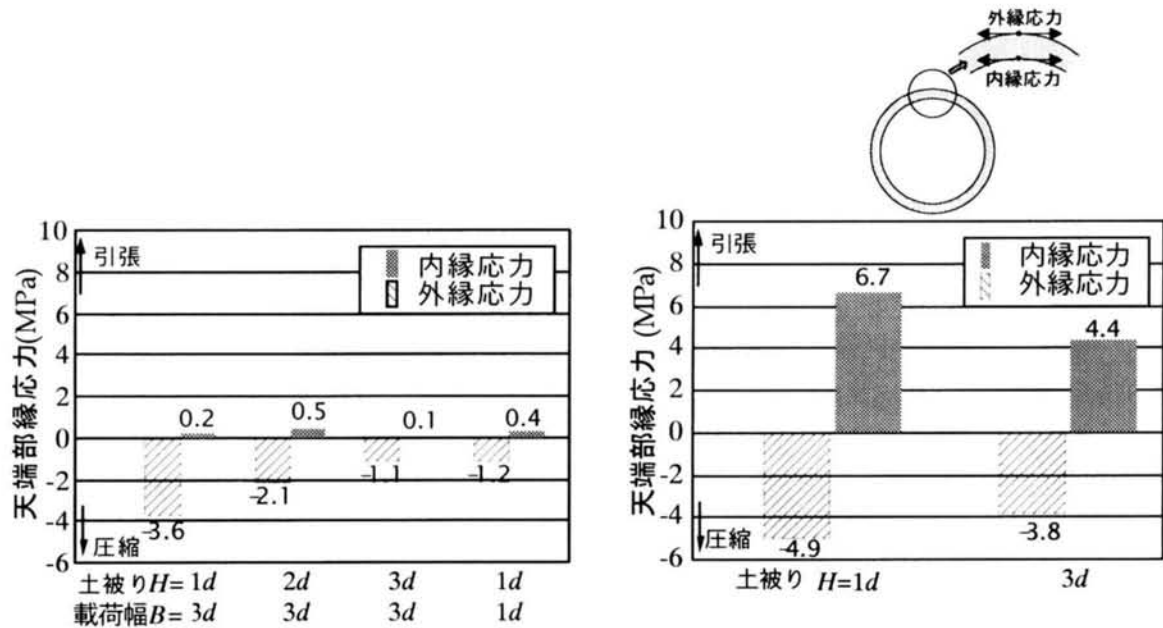


(a) M 地盤 (載荷幅 $B=3d$, $1d$)



(b) S 地盤 (載荷幅 $B=3d$)

図 4.3.15 土被り・載荷幅と載荷圧 0.9MPa 時の天端部内縁応力との関係



(a) M 地盤 (載荷幅 $B=3d$, $1d$)

(b) S 地盤 (載荷幅 $B=3d$)

図 4.3.16 土被りと載荷圧 0.9MPa 時の天端部縁応力との関係

4.3.3 考察

載荷実験では、部分載荷による応力伝播に伴って生じる地盤の変形挙動を再現した。即ち、**M**地盤、**S**地盤の挙動の特徴は次のようである。

- ① **M**地盤では、載荷圧を増やすと地盤剛性が急激に低下してひずみの進行が急増する。この非線形挙動は載荷面に近いほど顕著で、 $B/H < 1$ において著しい。
- ② **S**地盤では、載荷圧を増やすと拘束圧の効果により地盤剛性が大きく低下しないため、ひずみはより線形的に増加する。

このような地盤挙動との相互作用として生じるトンネル覆工の挙動は、次のような特徴があることが分かった。

- ① 載荷幅 B と土被り H との比 $B/H=1\sim3$ の範囲では、 B/H が大きいほど変位・断面力ともに大きく、 B/H が小さいほど曲げが卓越する。
- ② **M**地盤では、変位と断面力は載荷圧の増加により急増し、その挙動は土被りが小さいほど著しい。載荷初期の段階では地盤剛性が大きいので断面力は全体に小さく、載荷圧が増えれば、地盤剛性が低下することによって覆工に応力が集中するとともに側圧比も増えるので、曲げとともに軸力成分も急増し、軸力部材としての変形挙動となる。
- ③ **S**地盤では、載荷圧を増やしても地盤剛性があまり低下しないので、変位や断面力は土被りの大小にかかわらずより線形的に増加する。また、**M**地盤に比べ初期剛性が小さいため、曲げ成分が卓越する変形挙動となる。

4. 4 除荷実験

ここでは、M 地盤と S 地盤について、StepIIの除荷実験（幅 B の本載荷圧 $p=0.5 \rightarrow 0.1\text{MPa}$ ）における地盤とトンネル覆工の変形挙動を示す。

4. 4. 1 除荷による地盤の挙動

(1) M 地盤の挙動

図 4.4.1 は、ケース 1, 2, 4, 5 について、載荷圧 0.5MPa から 0.1MPa まで除荷を行ったときの地中ひずみ増分の深さ方向分布を示したものである。また、図 4.4.2 は除荷時の載荷圧と地表面隆起（リバウンド）の関係を示したものである。

図 4.4.1 より、除荷に伴って地表面に近い位置ほどひずみの減少が著しいことが分かる。また、図 4.4.2 より、地表面隆起は、載荷圧の減少とともに非線形的に増大していることが分かる。

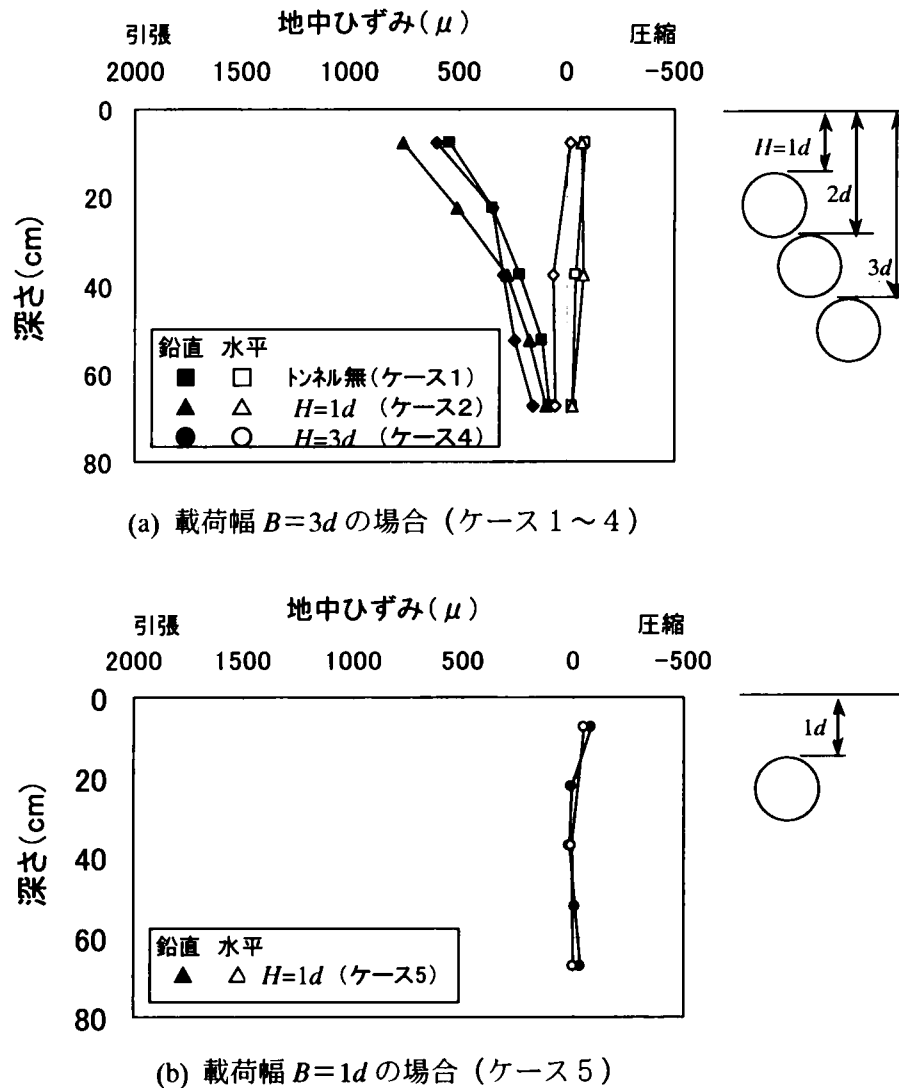


図 4.4.1 載荷圧 0.1MPa での地中ひずみの増分分布
（本除荷・M 地盤・ケース 1～5）

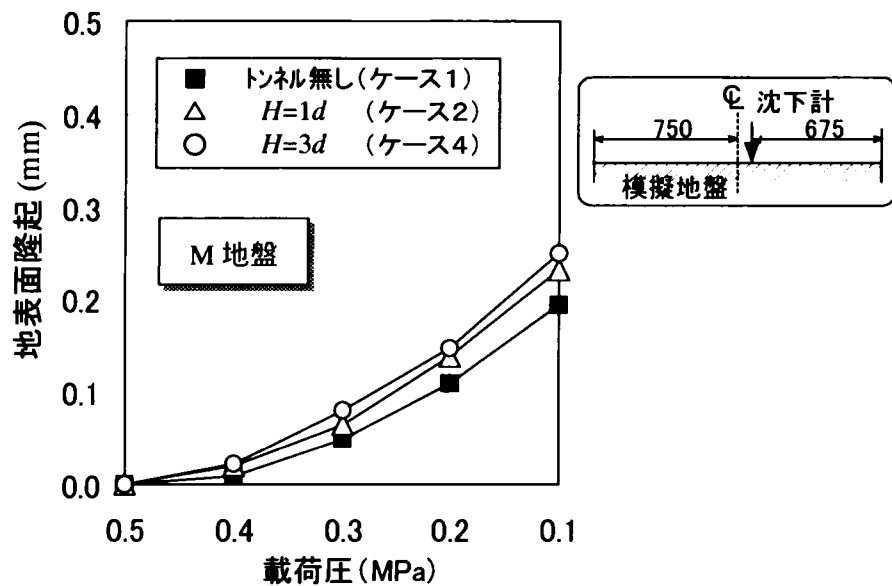
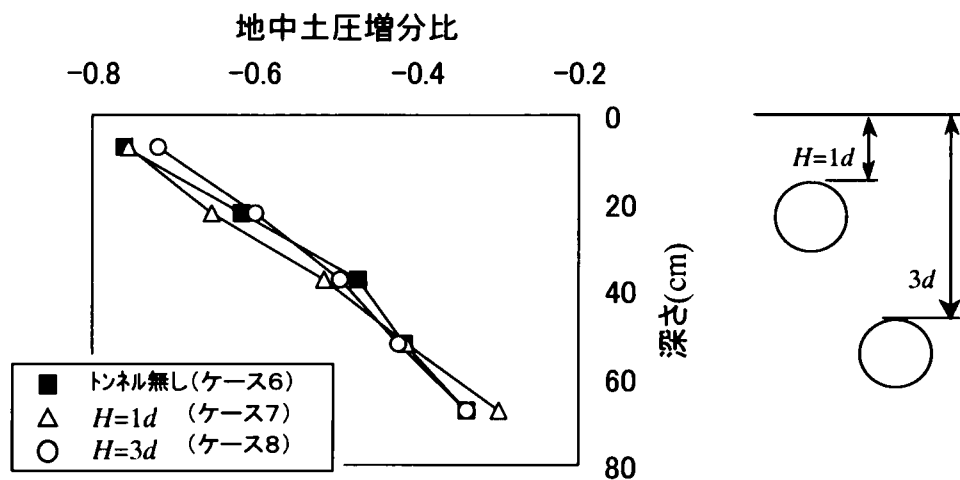


図 4.4.2 除荷による地表面隆起 (M 地盤)

(2) S 地盤の挙動

図 4.4.3 は、ケース 6，7，8 について、載荷圧 0.5MPa から 0.1MPa まで除荷を行ったときの土圧増分比を示したものである。また、図 4.4.4 は除荷時の載荷圧と地表面隆起（リバウンド）の関係を示したものである。

図 4.4.3 より、地中土圧は、除荷圧の深さ方向への分散に伴って線形的に減少していることが分かる。また図 4.4.4 より、地表面隆起は、M 地盤の場合と同様に載荷圧の減少とともに非線形的に増大していることが分かる。ただし、この地表面隆起の非線形挙動は、M 地盤に比べてやや強い傾向にある。これは、載荷実験の結果（図 4.3.5 (M 地盤)，図 4.3.10 (S 地盤) 参照) とは異なる傾向である。



注) 地中土圧増分比 = $(\sigma_p - \sigma_{0.5}) / \sigma_{0.5}$

ここに、 σ_p ：本載荷圧 p MPa での地中鉛直土圧

$\sigma_{0.5}$ ：載荷圧 0.5 MPa での地中鉛直土圧

図 4.4.3 除荷による土圧増分比 (S 地盤, 0.5MPa~0.1MPa)

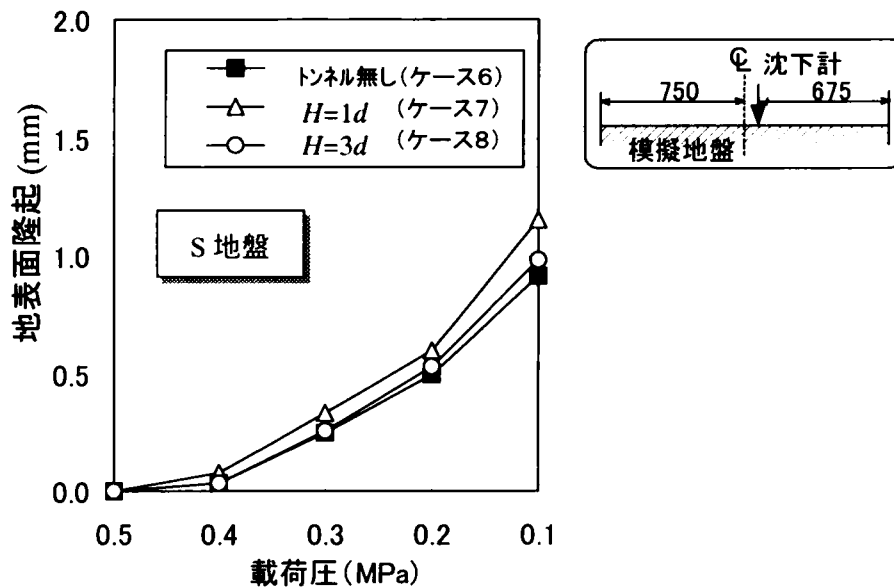


図 4.4.4 除荷による地表面隆起量 (S 地盤)

以上より、除荷による地盤の挙動は次のようにまとめられる。

- ①除荷により下方地盤は隆起するが、M 地盤、S 地盤ともに土被りが小さいほどその影響が大きい。
- ②載荷圧の減少と拘束圧の減少により地盤剛性が低下するので、隆起は非線形的に増加する。
- ③M 地盤では、拘束圧が低下しても剛性はあまり低下しないので、隆起はより線形的に増加する。しかし、S 地盤では拘束圧に依存して剛性が大きく低下するので、より強い非線形挙動になる。

4. 4. 2 除荷によるトンネルの挙動

図 4.4.5 は、トンネルの鉛直・水平方向の内空変位について、載荷圧の減少（すなわち除荷）による変化の状況を示したものである。図より、除荷によりトンネル覆工は鉛直方向に伸び水平方向に縮む変形挙動を示すが、その変位量は、載荷圧の減少に伴って M 地盤では線形的に増加するのに対して、S 地盤では非線形的に増加することが分かる。

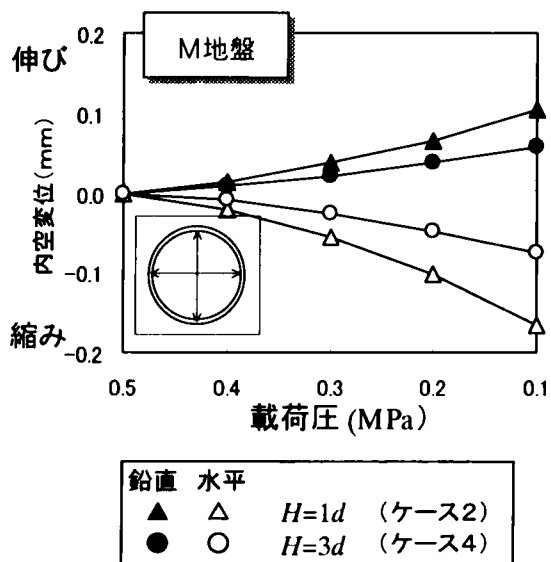
図 4.4.6 は、トンネルの天端部断面力（軸力、曲げ）の変化を示したものである。図 4.4.5 と同様に、S 地盤が強い非線形挙動を示している。すなわち、除荷圧が大きくなると断面力（特に、曲げモーメント）が減少するが、その程度は S 地盤の方が著しい。

図 4.4.7 に、トンネル土被り 1d の場合におけるトンネル覆工の断面力分布（除荷開始時を基準）を示す。図より、全体的に軸力が減少しつつ側壁部で正曲げを受け天端部で負曲げを受ける変形挙動である。また、地盤剛性の小さい S 地盤の方が M 地盤に比べ断面力の変化が著しいことが分かる。

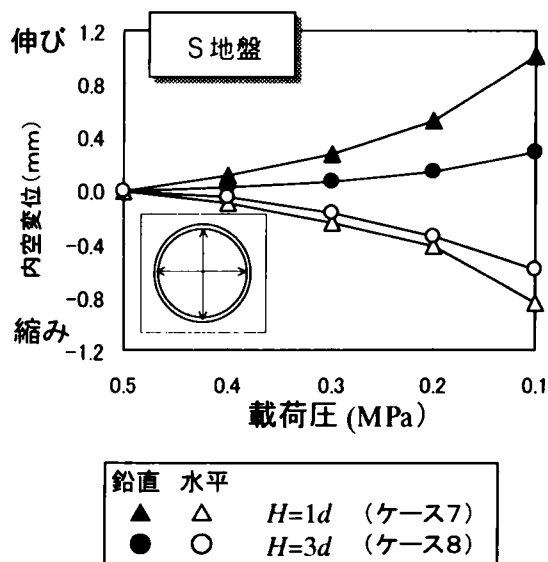
図 4.4.8 は、載荷圧 0.1MPa における土被り厚とトンネル天端の縁応力成分の関係である。ここに、軸力成分、曲げモーメント成分とは、軸力値、曲げモーメント値をそれぞれ覆工の断面

積，断面係数で除したものである．図より，M地盤では曲げモーメント成分，軸力成分ともに小さいが，S地盤では曲げモーメント成分が卓越していることが分かる．

以上のような除荷によるトンネル覆工の変形挙動は，地盤の変形挙動に整合している．

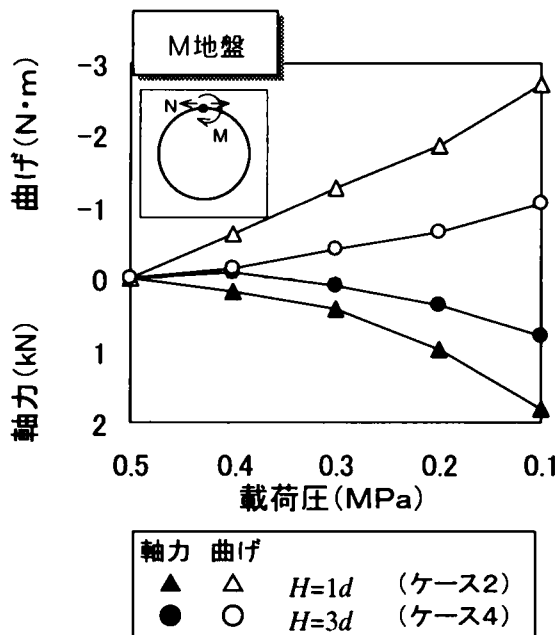


(a) M地盤 (ケース2, 4)

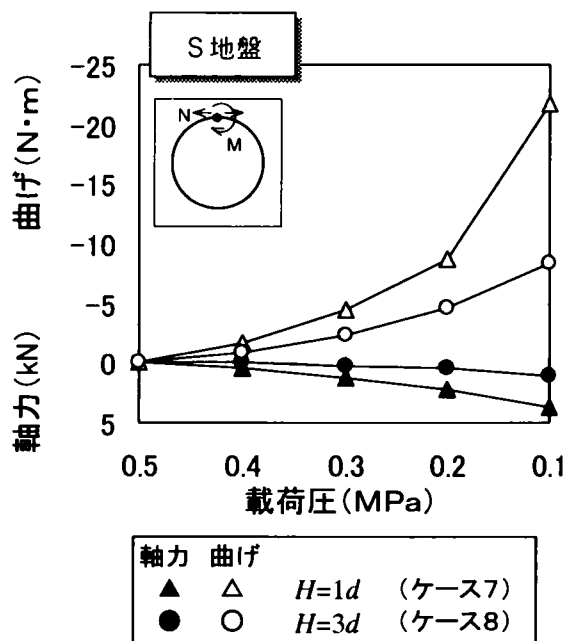


(b) S地盤 (ケース7, 8)

図 4.4.5 除荷における載荷圧と天端部の内空変位の関係 (載荷幅 $B=3d$)



(a) M地盤 (ケース2, 4)



(b) S地盤 (ケース7, 8)

図 4.4.6 除荷における載荷圧と天端部の断面力の関係 (載荷幅 $B=3d$)

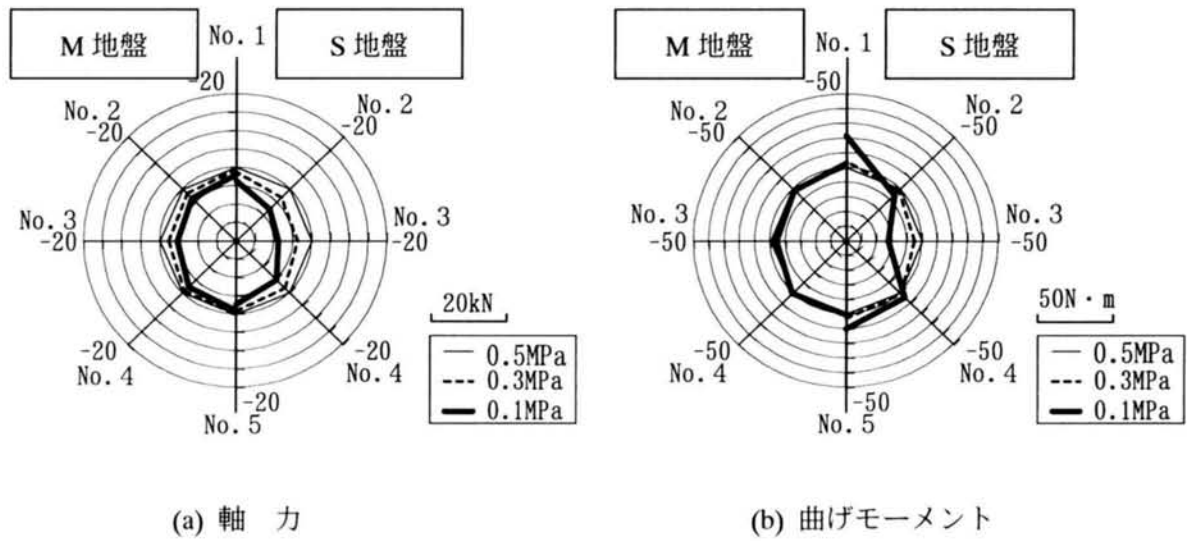


図 4.4.7 除荷時における覆工断面力分布（初期載荷圧 0.5MPa 基準，土被り $H=1d$ ）

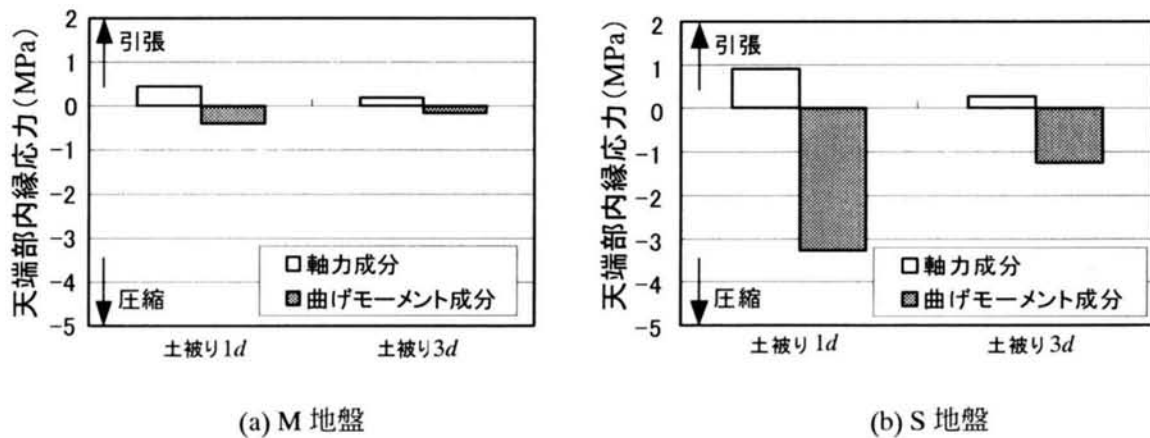


図 4.4.8 土被りと載荷圧 0.1MPa 時の天端部内縁応力との関係（本除荷時）

4.4.3 考察

除荷実験では、部分除荷による地中応力伝播に伴って生じる地盤の変形挙動を再現した。すなわち、除荷に伴うM地盤、S地盤の挙動の特徴は次のようである。

- ① M地盤、S地盤ともに除荷により隆起するが、除荷圧を増やすと地盤剛性が低下して隆起量が非線形的に増加する。
- ② この非線形挙動は、S地盤の方が強い傾向にある。

このように、除荷により生じるM地盤の非線形的な隆起挙動と、S地盤の線形的な隆起挙動は、載荷実験において確認された両者の非線形特性とは明らかに逆の傾向である。これは、拘束圧の効果によるものであると推定される。

一方、部分除荷によりトンネル覆工に生じる変位と断面力は、以下のような特徴がある。

- ① M地盤、S地盤ともに除荷により縦長に変形し、載荷幅 B と土被り H との比 $B/H=1\sim3$ の範囲では B/H が大きいほど変位・断面力ともに大きく、 B/H が小さいほど曲げが卓越する。
- ② M地盤では、より線形的な変形挙動を示し（拘束圧の低下に鈍感）、軸力成分が卓越する変形挙動となる（初期剛性大）。
- ③ S地盤では、より非線形的な変形挙動を示し（拘束圧の低下に敏感）、曲げ成分が卓越する変形挙動となる（初期剛性小）。

なお、初期載荷（Step I）において覆工に初期応力が導入され、その状態を初期状態と仮定して、部分除荷を行っている。そのため、除荷に伴うトンネルの変形挙動は、この初期応力の除荷による解放と、側方の載荷圧の増大に伴うものであると考えられる。

4.5 まとめ

近接上部載荷・除荷によるトンネルへの影響評価法の確立を目的として、二次元平面ひずみの部分載荷・除荷実験を行い、部分載荷および除荷によるトンネル覆工の変形特性を検討した。実験の対象地盤は、初期剛性が大きく粘着力 c が卓越する低強度モルタル地盤（M 地盤）と、初期剛性が小さく内部摩擦角 ϕ が卓越する乾燥砂地盤（S 地盤）の2種類である。

実験によって得られた知見を以下に要約する。

（1）載荷実験

載荷実験より、以下の成果が得られた。

1) 部分載荷による応力伝播に伴って生じる地盤の変形挙動を実験によって再現した。即ち、

- ① M 地盤では、載荷圧を増やすと地盤剛性が急激に低下してひずみの進行が急増する。この非線形挙動は載荷面に近いほど顕著で、 $B/H < 1$ において著しい。
- ② S 地盤では、載荷圧を増やすと拘束圧の効果により地盤剛性が大きく低下しないため、ひずみはより線形的に増加する。

2) 部分載荷によりトンネル覆工に生じる変位と断面力は、以下のような特徴がある。

- ① 載荷幅 B と土被り H との比 $B/H = 1 \sim 3$ の範囲では、 B/H が大きいほど変位・断面力ともに大きく、 B/H が小さいほど曲げが卓越する。
- ② M 地盤では、変位と断面力は載荷圧の増加により急増し、その挙動は土被りが小さいほど著しい。載荷初期の段階では地盤剛性が大きいので断面力は全体に小さく、載荷圧が増えれば、地盤剛性が低下することによって覆工に応力が集中するとともに側圧比も増えるので、曲げとともに軸力成分も急増し、軸力部材としての変形挙動となる。
- ③ S 地盤では、載荷圧を増やしても地盤剛性があまり低下しないので、変位や断面力は土被りの大小にかかわらずより線形的に増加する。また、M 地盤に比べ初期剛性が小さいため、曲げ成分が卓越する変形挙動となる。

（2）除荷実験

除荷実験より、以下の成果が得られた。

1) 部分除荷による応力伝播に伴って生じる地盤の変形挙動を実験によって再現した。即ち、

- ① M 地盤、S 地盤ともに除荷により隆起するが、除荷圧を増やすと地盤剛性が低下して隆起量が非線形的に増加する。
- ② この非線形挙動は、S 地盤の方が強い傾向にある。

2) 部分除荷によりトンネル覆工に生じる変位と断面力は、以下のような特徴がある。

- ① M 地盤、S 地盤ともに除荷により縦長に変形し、載荷幅 B と土被り H との比 $B/H = 1 \sim 3$ の範囲では B/H が大きいほど変位・断面力ともに大きく、 B/H が小さいほど曲げが卓越する。
- ② M 地盤では、より線形的な変形挙動を示し（拘束圧の低下に鈍感）、軸力成分が卓

越する変形挙動となる（初期剛性大）。

- ③ S 地盤では，より非線形的な変形挙動を示し（拘束圧の低下に敏感），曲げ成分が卓越する変形挙動となる（初期剛性小）。

上記の知見を踏まえて，第5章においては，実験結果のシミュレーションを行う。

【文 献（第4章）】

- 1) 小島芳之，野城一栄，朝倉俊弘，田口善文，吉川和行：トンネル上部地山の載荷模型実験（その1），第34回地盤工学研究発表会，1999.7
- 2) 小島芳之，野城一栄，朝倉俊弘，田口善文，吉川和行：トンネル上部地山の載荷模型実験（その2），第34回地盤工学研究発表会，1999.7
- 3) 小島芳之，野城一栄，吉川和行，野間達也：トンネル上部地山（砂地盤）の載荷模型実験，第55回土木学会年次学術講演会，2000.9
- 4) 小島芳之，吉川和行，野城一栄，朝倉俊弘，土屋敬：上部地盤の載荷がトンネル覆工に及ぼす影響に関する模型実験，土木学会論文集，No.729／III-62，pp.73-86，2003.3.
- 5) 小島芳之，野城一栄，斎藤貴，益田彰久，松長剛：都市部山岳工法トンネルの覆工設計への限界状態設計法の適用に関する研究，トンネル工学研究論文・報告集，Vol.11，2000.11.
- 6) 久武勝保，渋谷卓：トンネル覆工模型実験装置の設計と初期応力生成における検討，第10回岩の力学国内シンポジウム講演論文集，1998.1.
- 7) 吉村洋，東田淳，李黎明：遠心模型によるたわみ性埋設管の土圧・変形挙動の検討，土木学会論文集，No.561／III-38，pp.245-255，1997.3.

第5章 模型実験のシミュレーション解析

5.1 概説

ここでは、第4章において示した載荷・除荷模型実験結果を2次元FEMによりシミュレートし、影響予測を行う場合のモデル化の方法について検討する。

地盤については、三軸圧縮試験における応力-ひずみ関係に基づく非線形弾性としてモデル化する。載荷時に対しては、主に破壊接近度法の適用性を検証し、除荷時に対しては、除荷時の応力レベルに依存した非線形性を簡易にモデル化する方法について検討する。また、覆工と地盤の間には摩擦の影響を考慮する。

5.2 載荷実験のシミュレーション

5.2.1 解析モデル

解析手法は、図5.2.1に示すような2次元FEMである。

地盤は平面要素で表現し、非線形性の考慮の方法により表5.2.1に示すModel I, II, IIIの3種類の解析モデルを設定した。また、覆工は梁要素で表現している。地盤～覆工間の接触については、ギャップ要素により接触・非接触を考慮し、また、せん断方向の摩擦は0としている。その他に、実験においては土槽壁面と地盤との間に摩擦が生じたので、解析では、地盤の要素の各節点に鉛直方向の片端固定ばねを付けることにより、壁面摩擦を考慮したケース（壁面摩擦有）も実施した。ここで、ばね係数は、実験における載荷圧と底面土圧との関係が再現されるように試行錯誤的に求めた。なお、使用した解析コードはMARCである。

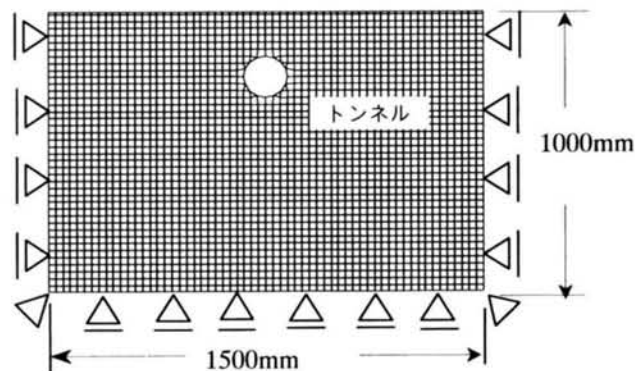


図 5.2.1 解析モデル（土被り 1d の例）

表 5.2.1 シミュレーションに用いる地盤モデル

Model	地盤の 線形・非線形	考え方
I	線形	変形係数に精密三軸圧縮試験の初期変形係数を用いる
II	非線形	精密三軸圧縮試験の軸差応力～軸ひずみ関係を直接解析コードに入力する
III	非線形	精密三軸圧縮試験の応力ひずみ曲線を再現した破壊接近度法

5.2.2 M地盤における解析

(1) 解析方法

M地盤の応力～ひずみ関係は、S地盤に比べて拘束圧の影響をあまり受けない(図4.2.4(a))。そこで、まず、変形係数のひずみ依存性のみを考慮する Model II により解析を行った。ここでは、地盤の応力～ひずみ関係に、精密三軸圧縮試験で得られた拘束圧 0.05MPa での応力～ひずみ関係の試験結果をそのまま用い、非線形性を考慮している。地盤のポアソン比 ν は 0.25 と 0.35 の二通りとした。表 5.2.2 に M 地盤の解析条件を示す。なお、Model I の $D=790\text{MPa}$ は、その試験結果における初期接線変形係数の値である。

表 5.2.2 解析条件 (M 地盤)

地盤	変形係数	Model I ($D=790\text{MPa}$)
		Model II (図 4.2.3(a)に準拠)
	ポアソン比	0.25 / 0.35
覆工	覆工～地盤間	接触・非接触を考慮、摩擦無し
	変形係数	3,400MPa
壁面 摩擦	摩擦係数	0 kN/m ³ (壁面摩擦無し)
		2400 kN/m ³ (壁面摩擦有: $\nu=0.25$)
		3840 kN/m ³ (壁面摩擦有: $\nu=0.35$)
	ポアソン比	0.43

(2) 解析結果

図 5.2.2 に、トンネル無し、 $\nu=0.25$ のケースの、載荷圧 $p=0.9\text{MPa}$ における地中鉛直ひずみの分布を示す。なお参考として Model I の結果も同時に示す。

図より、荷重の増加に伴う地表面沈下の挙動や、載荷位置近傍の表層部に現れる強い非線形性が良く表現できていることがわかる。また、土槽底部のひずみについては、壁面摩擦を考慮することにより、実験値を正しくシミュレートできるようになった。

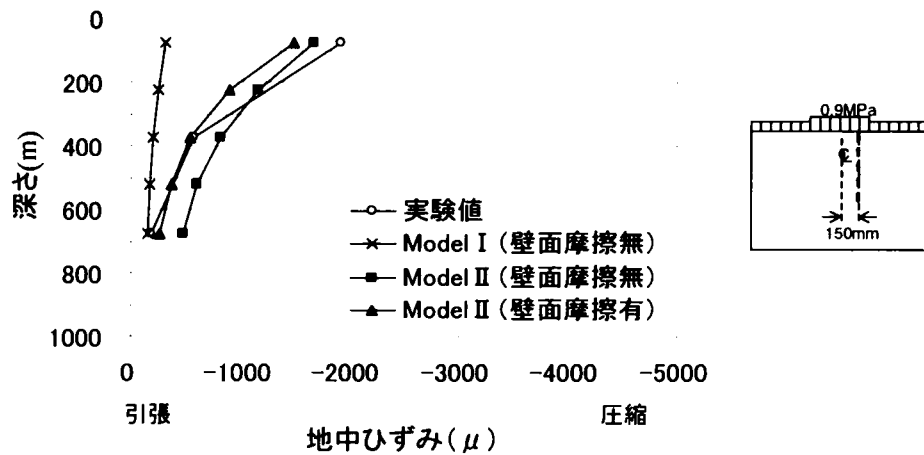


図 5.2.2 地中鉛直ひずみの増分分布 (M 地盤・本載荷・載荷圧 0.9MPa)

図 5.2.3 に Model II を用いて行った解析における $p=0.9\text{MPa}$ 時の覆工の天端部における縁応力を、軸力成分と曲げ成分とに分けて示す。

覆工に生じる縁応力は、各土被りにおいて良く表現できていることがわかる。なお、覆工の曲げ成分は土被り $H=1d$ では実験からややずれが生じ、ポアソン比 0.35 の方が近い結果になった。これは、実験では、載荷圧の増加により地盤が軟らかくなるほどポアソン比が大きくなったことを示すものであると考えられる。

以上のように、M 地盤では、精密三軸圧縮試験から得られた応力ひずみ関係を用い、覆工と地盤の間の滑りを適切に表現した Model II の解析により、地盤および覆工の変形挙動を精度良く表現できることが分かった。

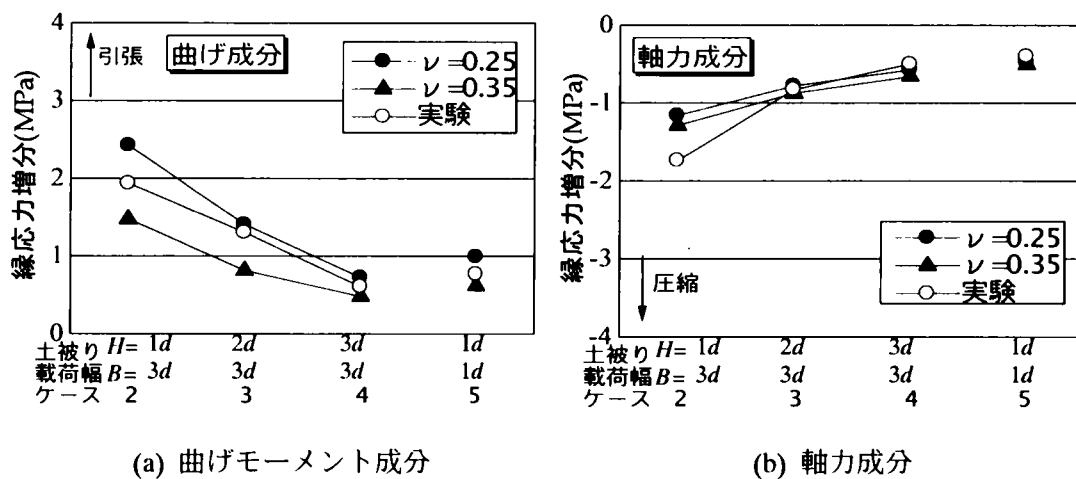


図 5.2.3 覆工の天端部縁応力の増分 (M 地盤・本載荷・載荷圧 0.9MPa)

5. 2. 3 S地盤における解析

(1) 解析方法

S地盤の応力～ひずみ関係は、図4.2.4(b)から分かるように拘束圧の影響を強く受けるので、変形係数のひずみ依存性のみを考慮するModel IIでは適切に解析できない。一方、実験では、図4.3.10の地表面沈下などから分かるように、載荷圧が増えれば地盤の拘束圧も増えるので見かけ上変形係数はあまり変化しないので、結果的に線形的な変形挙動になった。そこで、S地盤ではまず線形解析（Model I）により本載荷時の挙動を表現することにした。また、土槽壁面～地盤間に壁面摩擦を考慮したケースも同時に実施している。表5.2.3に解析条件をまとめる。

表 5.2.3 解析条件（S地盤）

地盤	変形係数	Model I ($D=40\text{MPa}$, 60MPa)
	ポアソン比	0.35
	覆工～地盤間	接触・非接触を考慮，摩擦無し
覆工	変形係数	$3,400\text{MPa}$
	ポアソン比	0.43
壁面摩擦	摩擦係数	0 kN/m^3 （壁面摩擦無し）
		120 kN/m^3 （壁面摩擦有）

(2) 解析結果

図5.2.4は、トンネル無しの場合における地盤の地表面沈下量と載荷圧との関係を示したものである。図に示すように、地盤の変形係数が $D=60\text{MPa}$ のときに実験結果を比較的よく再現できた。なお、実験では初期載荷終了時点の見掛けの変形係数が $D=80\text{MPa}$ であったので、本載荷時はその約3/4ということになる。このように本載荷時に見かけの変形係数が低下するのは、部分的に載荷圧が加わっても拘束圧はあまり増加しないからであると考えられる。

図5.2.5に、 $p=0.9\text{MPa}$ 時の覆工の天端部における縁応力を、曲げ成分と軸力成分とに分けて示す。図に示すように、覆工の縁応力は、 $D=60\text{MPa}$ とすると実験結果より小さい値となった。これは、地盤とトンネル覆工との間かなりの剛性差があるので、全面載荷を行う初期載荷時においては、土被りの大きさにかかわらずトンネルに荷重が集中するため、トンネル上部の地盤では間隙比が減少して変形係数が上昇するものの、トンネル側壁部周辺の地盤の変形係数はあまり増加しないからであると考えられる。なお、 $D=40\text{MPa}$ に低減させて解析すると、実験値を比較的よく表現できる結果が得られた。

以上より、Model Iは、実験における地盤の挙動を忠実には再現できないものの、地盤の変形係数を適切に設定すれば、覆工の変形挙動をほぼ表現できることが分かった。したがって、載荷圧と拘束圧の増加により見掛け上変形係数の変化が小さいS地盤の場合は、トンネル周辺地盤の変形係数を適切に推定できれば、地盤を線形と仮定しても解析が可能であると考えられる。

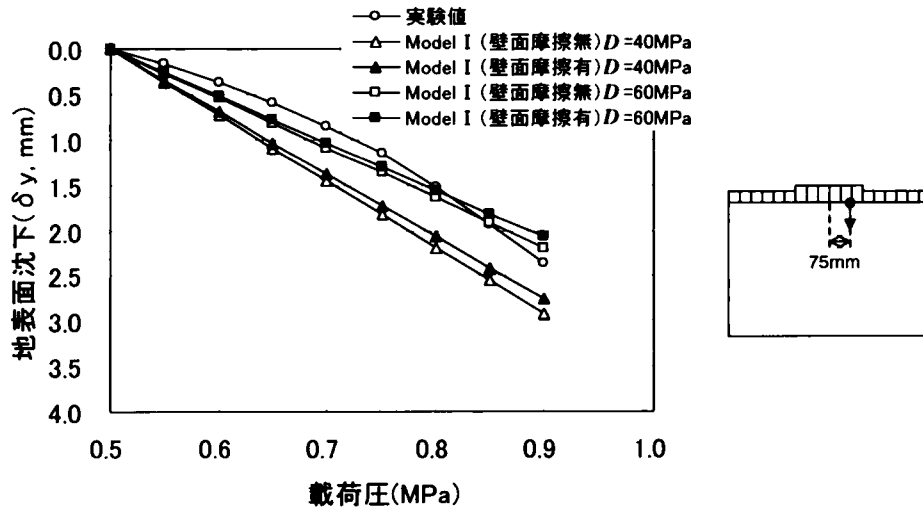


図 5.2.4 載荷圧と地表面沈下との関係 (M 地盤・本載荷)

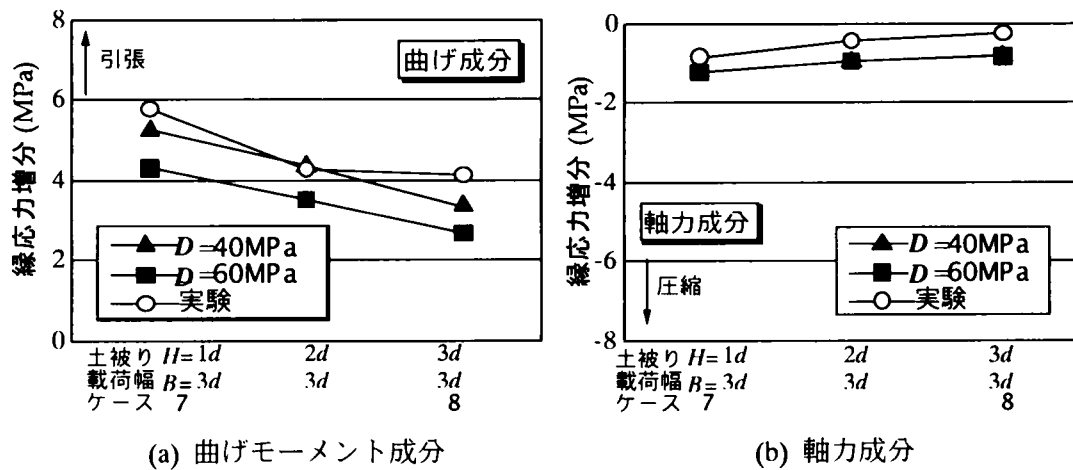


図 5.2.5 覆工の天端部縁応力の増分 (S 地盤・本載荷・載荷圧 0.9MPa)

5.2.4 破壊接近度法の適用性の検討

Model I や Model II の手法は、拘束圧依存の非線形挙動を表現できない。また、Model II は地盤の非線形性を直接考慮することのできる解析コードを使用する必要があり、解析が煩雑となるという欠点があり、設計実務に適用するのは難しい。そこで、設計実務に適用することを想定して、トンネルの掘削解析で地盤のモデル化に豊富な実績²⁾を有する破壊接近度法により地盤の非線形性を考慮する Model III の適用性を検討した。

地盤の非線形特性は、精密三軸圧縮試験の結果より逆解析的に同定し、表 5.2.4 のように各パラメータを設定した。ただし、S 地盤の初期変形係数 D_0 は、実験の初期載荷における見掛けの変形係数 80MPa を用いている。また、Model I, II と同様、地盤～覆工間の接触・非接触、土槽壁面～地盤間の摩擦を考慮している。

表 5.2.4 地盤の非線形特性 (Model III)

非線形特性	M 地盤	S 地盤
初期変形係数 D_0	790 MPa	80 MPa
破壊時変形係数 D_f	60 MPa	30 MPa
内部摩擦角 ϕ	9.5°	23°
粘着力 c	0.28 MPa	0.01MPa
初期ポアソン比 ν_0	0.25	0.35
破壊時ポアソン比 ν_f	0.25	0.35
非線形パラメータ n	0.85	1
弾性限界 R_{EL}	0.82	1
備考	—	p=0.5MPa までは弾性 (D_0) とする

図 5.2.6 に、M 地盤での Model II と Model III の載荷圧と地表面沈下の地中鉛直ひずみの関係を示す。図 5.2.7 に、S 地盤における Model I と Model III の載荷圧と地表面沈下の関係を示す。なお、解析結果はいずれもトンネルのない場合であり、併記した実験結果もトンネルのない場合である。この結果より、M 地盤では、精密三軸圧縮試験の物性を用いた Model III により、実験で得られた非線形な挙動を良く再現できていることが分かる。また S 地盤についても、Model III により、実験結果を比較的良く再現できていることが分かる。

以上より、精密三軸圧縮試験から得られた応力ひずみ関係を用いて破壊接近度法を適用する Model III により、2 つの異なる非線形特性を有する地盤、すなわち、載荷圧の増加により地盤剛性が急激に低下する地盤 (M 地盤) と載荷圧が増加しても拘束圧の影響で地盤剛性が大きくは低下しない地盤 (S 地盤) の両者に対して、シミュレートできることが分かった。

ただし、S 地盤のように軟らかい砂質土地盤に対してより精度の高い解析を行うためには、①拘束圧が増えれば D_0 , D_f も大きくなるという非線形挙動の表現、②初期載荷時の地盤の間隙比の低下による圧縮沈下の表現が必要になる。この問題については、引き続き検討してゆく予定である。

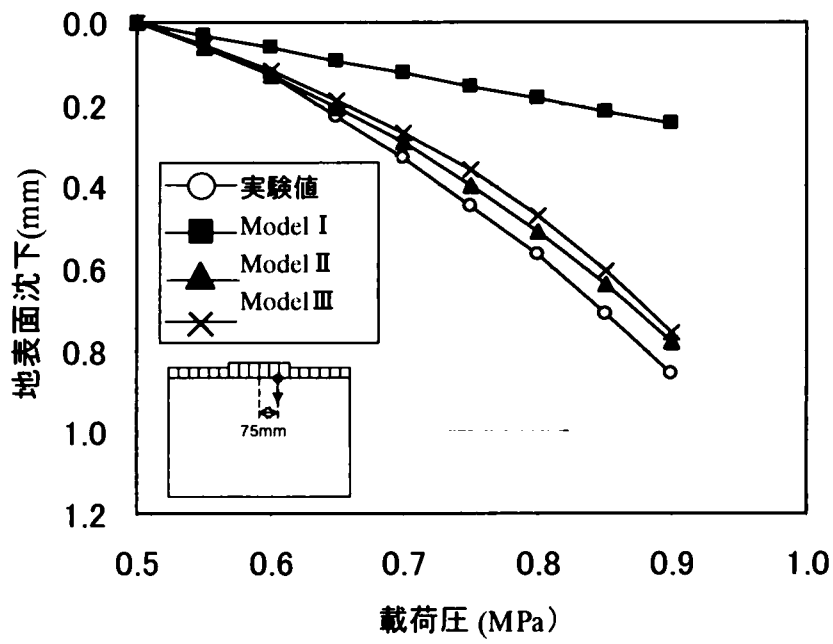


図 5.2.6 Model II と Model III の比較 (M 地盤, 地表面沈下)

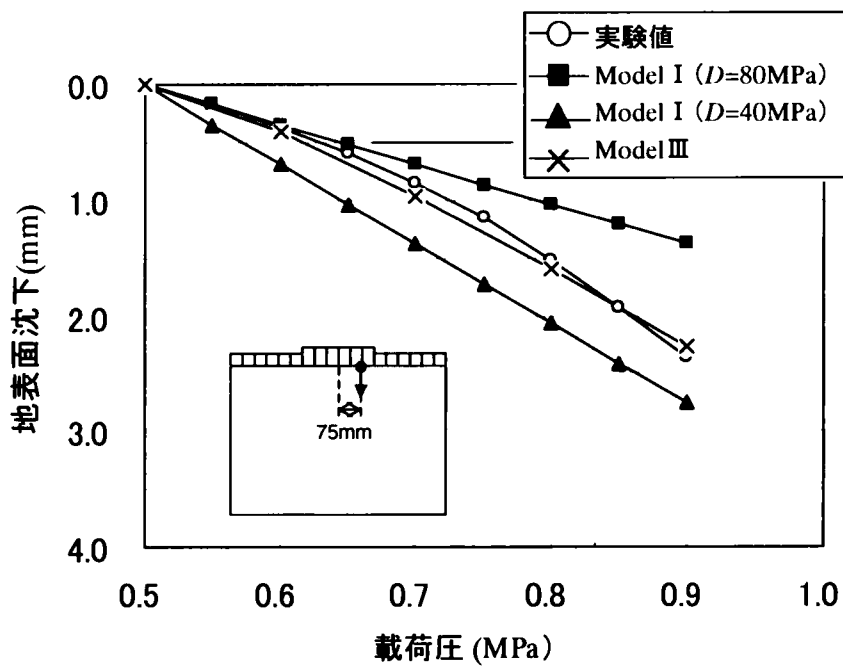


図 5.2.7 Model I と Model III の比較 (S 地盤, 地表面沈下)

5.3 除荷実験のシミュレーション

5.3.1 解析モデル

除荷実験の結果を適切にシミュレートするためには、除荷時における地盤のひずみ依存および拘束圧依存の非線形挙動をモデル化する必要がある。しかしながら、除荷時の非線形な地盤変形を扱う一般的な手法が見当たらないため、ここでは簡易に除荷時のひずみ依存の非線形挙動を模擬し得る方法を作成し、その適用性について検討した。

(1) 解析手法

解析手法は、載荷実験の場合と同様に図 5.2.1 に示したような 2 次元 FEM である。

地盤は平面要素で表現し、非線形性の考慮の方法により表 5.3.1 に示す Model I, II の 2 種類の解析モデルを設定した。地盤、覆工、地盤～覆工間の要素表現や、土槽壁面と地盤との間に生じる摩擦の表現については、載荷実験の場合と同様である。使用した解析コードは MARC である。

表 5.3.1 シミュレーションに用いる地盤モデル

Model	地盤の 線形・非線形	考え方
I	線形	変形係数に精密三軸試験の除荷時変形係数を用いる。
II	非線形	精密三軸圧縮試験の軸差応力～軸ひずみ関係を図 5.3.1 に示す方法によりモデル化する。

(2) 地盤の非線形特性のモデル化

ここでは、拘束圧に依存する度合いの少ない M 地盤について、次のようにモデル化した。

1) Model I (線形解析)

Model I では、精密三軸圧縮試験によって得られた除荷時の応力ひずみ関係から、初期接線勾配の場合 ($D=1530\text{MPa}$)、割線勾配の場合 ($D=560\text{MPa}$) の 2 種類を設定している。

2) Model II (非線形解析)

Model II は今回新たに提案する手法で、M 地盤の応力～ひずみ関係をもとに、除荷時の変形係数を図 5.3.1 に示すようなトリリニア非線形モデルに置き換える方法である。すなわち、載荷時の応力～ひずみ線図における主応力差 σ_{oi} を 3 分割し、各々の応力レベルにおける除荷時の応力～ひずみ線図の割線勾配をとって、各々の応力レベルにおける変形係数 D_1, D_2, D_3 を設定する。ここで、簡単のために、全ての i 点において、拘束圧、ひずみレベルにかかわらず、 D_1, D_2, D_3 は一定とする。

解析では、M 地盤の精密三軸圧縮試験における除荷時の応力・ひずみ関係から、 $D_1=1530\text{Pa}$ ($\sigma_{oi} \geq \sigma > 5/6 \sigma_{oi}$ のとき)、 $D_2=680\text{MPa}$ ($5/6 \sigma_{oi} > 1/3 \sigma_{oi}$ のとき)、 $D_3=450\text{MPa}$ ($1/3 \sigma_{oi} \geq \sigma$ のとき) としている。

なお、解析条件を表 5.3.2 に示す。

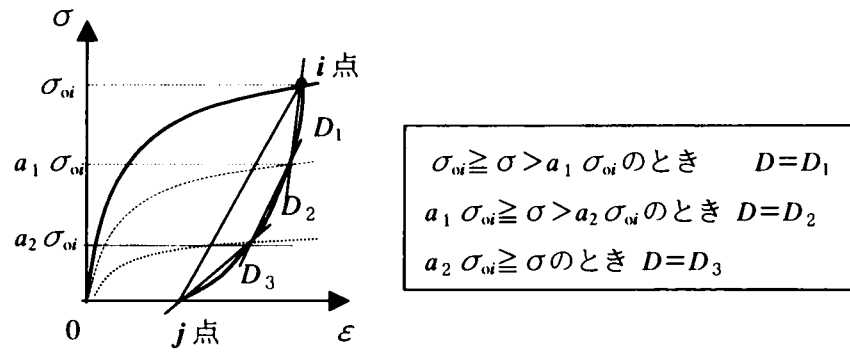
図 5.3.1 除荷時の地盤変形係数 D の設定モデル

表 5.3.2 解析条件 (M 地盤)

地盤	変形係数	Model I (除荷時変形係数)
		Model II $D_1=1530\text{MPa}$, $D_2=680\text{MPa}$, $D_3=450\text{MPa}$
	ポアソン比	0.25
	覆工～地盤間	接触・非接触を考慮, 摩擦無し
覆工	変形係数	3,400MPa
	ポアソン比	0.43
壁面摩擦	摩擦係数	0 kN/m ³ (壁面摩擦無し)
		2400 kN/m ³ (壁面摩擦有)

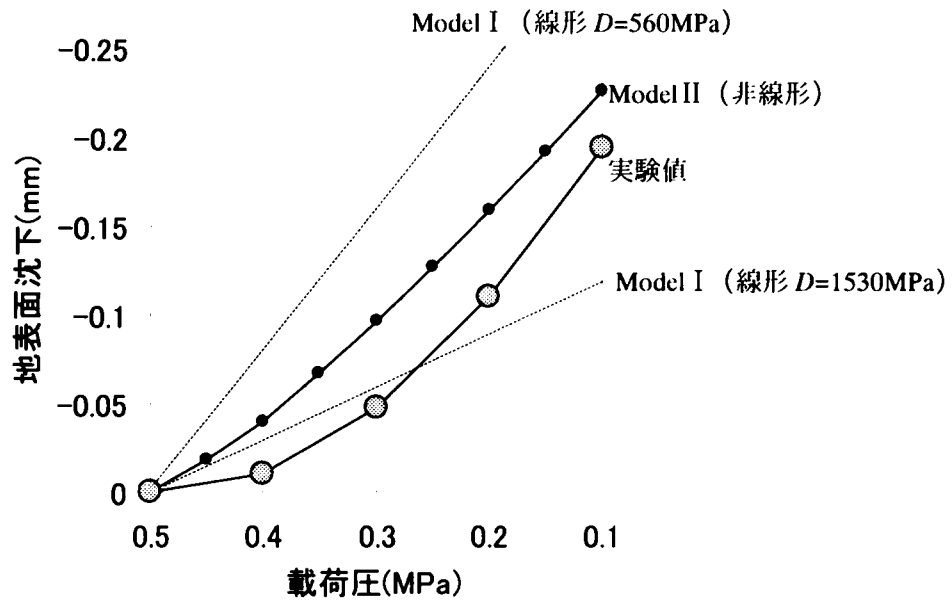
5.3.2 解析結果と考察

図 5.3.2 は, M 地盤 (トンネル無しのケース 1) について, 載荷圧 0.5MPa から 0.1MPa まで除荷を行ったときの地表面隆起量の変化について, 解析値を実験地と比較したものである。図から分かるように, 解析では, 除荷開始時点 (載荷圧 $p=0.5 \rightarrow 0.4\text{MPa}$) の隆起挙動を十分には表現できていない。しかし, $p=0.4\text{MPa}$ 以降については, 隆起挙動の非線形な挙動を Model II によってある程度表現できることが分かる。

図 5.3.3 は, 上記のケースについて, 鉛直地中ひずみ分布を比較したものである。この図より, 地表面から深い箇所 (深さがほぼ 0.4m 以上) では, 除荷の初期段階 ($p=0.5 \rightarrow 0.3\text{MPa}$) で実測値との乖離が大きい, 除荷が進むにつれて実測値に近づくことが読み取れる。

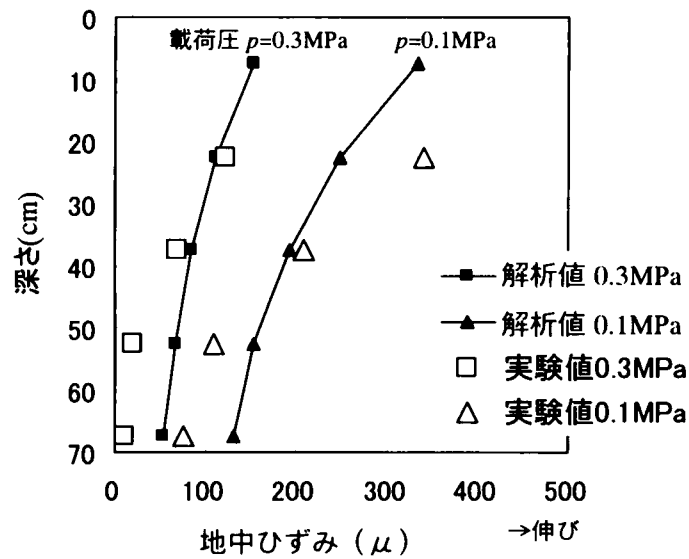
以上のような除荷実験の初期挙動をシミュレートできない原因としては, 除荷実験においては初期載荷から除荷に移行する際に土槽壁面と地盤との間の摩擦が大きく働くことが考えられることや, 地盤の時間遅れの挙動が競合することが考えられること, などを挙げることができる。また, 解析でモデル化した初期変形係数をさらに大きく設定すれば, その挙動を再現することが可能になるものと思われるが, この点については今後の検討課題として残された。

除荷実験のシミュレーションに関しては, 今後, さらに検討を進める必要がある。



※実験値はケース1（トンネル無し，M地盤）の値．

図 5.3.2 除荷時の地表面隆起の変化（実験・解析の比較）



※実験値はケース1（トンネル無し，M地盤）の値，解析値は Model II の値．

図 5.3.3 除荷時の地中鉛直ひずみの実験・解析の比較
（載荷圧 0.5MPa を基準とした増加ひずみ）

5.4 まとめ

盛土・切土における適切な影響解析法を提案するため、第4章で示した載荷・除荷模型実験結果のシミュレーション解析を行った。その結果より、以下の成果が得られた。

(1) 載荷実験のシミュレーション

載荷実験のシミュレーション解析より、以下の成果が得られた。

- ① M 地盤では、精密三軸圧縮試験から得られた応力ひずみ関係をモデル化し、覆工と地盤の摩擦を考慮した非線形 FEM により、覆工と地盤の挙動を精度良く表現できた。
- ② S 地盤では、線形 FEM により、覆工の挙動をある程度表現できた。
- ③ 精密三軸圧縮試験から得られた応力ひずみ関係を破壊接近度法でモデル化する方法により、M 地盤、S 地盤ともに実験結果を表現できた。

以上より、FEM を用いた近接上部載荷によるトンネルへの影響解析の考え方は、次のように整理できる。

- 1) 泥質地山のように粘着力 c の卓越する地山では、載荷圧が大きく $B/H > 1$ の場合には、地盤のひずみ依存の非線形挙動をモデル化する必要がある。
- 2) 砂質地山のように内部摩擦角 ϕ が卓越する地山で、載荷圧と拘束圧の増大に伴い見かけ上変形係数の変化が少ない場合には、顕著な非線形挙動が生じないので、結果として地盤を線形と仮定しても実務上は問題ないものと考えられる。
- 3) 上記の 1) および 2) の挙動は、破壊接近度法による非線形解析により良く表現できる。
- 4) 地盤剛性は、精密三軸圧縮試験などの適切な力学試験により得られたひずみレベルおよび拘束圧レベルに応じた応力～ひずみ関係を用いる必要がある。
- 5) 覆工と地盤の間には、覆工の施工法に応じて摩擦の影響を考慮する必要がある。

なお、拘束圧に依存して初期剛性や破壊時の剛性が著しく異なる地山に対しては有効な解析法を示すには至らなかった。この点は今後の課題である。

(2) 除荷実験のシミュレーション

M 地盤の応力～ひずみ関係をもとに、精密三軸圧縮試験における除荷時の変形係数を応力レベルに応じて3段階に低減させるトリリニア非線形モデルによって表現する非線形解析法の妥当性を検証した。その結果、この方法により概ね実験を再現できることが分かった。今後、この方法の適用性についてさらに検討を進める必要がある。

【文 献（第5章）】

- 1) 小島芳之，吉川和行，野城一栄，朝倉俊弘，土屋敬：上部地盤の載荷がトンネル覆工に及ぼす影響に関する模型実験，土木学会論文集，No.729／III-62，pp.73-86，2003.3.
- 2) 土屋敬：ロックボルト・吹き付けコンクリートトンネル工法の設計に関する研究，鉄道技術研究報告，No.1342，1987.2.

第6章 盛土に関する数値解析

6.1 概説

第5章では載荷模型実験結果のシミュレーションを行い、破壊接近度法を用いることにより地山の非線形な挙動を適切に表現できることを示した。

本章では、この成果を踏まえて、トンネル上部の対称盛土に対して、以下のような様々な条件の影響を、破壊接近度法による2次元平面ひずみの非線形弾性FEMを用いた比較解析によって評価する¹⁾。

- ① 盛土幅 B
- ② 初期土被り H
- ③ 覆工の剛性（覆工厚 t ）
- ④ 地山の初期剛性（初期変形係数 D_0 ）
- ⑤ 地山の非線形特性（弾性限界 R_{EL} ，非線形パラメータ n ，粘着力 c ，内部摩擦角 ϕ ）

6.2 解析概要

6.2.1 解析上の前提条件

本研究では、トンネルと地山の状態を次のように想定して数値解析を行うことにする。

トンネルは、鋼製支保工と木矢板で地山を支保する在来工法による無筋の場所打ちコンクリート覆工の鉄道トンネルを想定し、鉄道トンネルとしては比較的大きな断面である図6.2.1に示す新幹線標準断面とし、インバートを有する構造を考える。覆工は、背面空洞、巻厚不足などの構造欠陥がない健全な状態を想定し、地山と一体となって挙動する剛性一様の構造とする。覆工には地圧や水圧が作用していない状態を考え、盛土による影響のみを考慮する。

地山は、都市近郊部で山岳工法が採用される第四紀更新世～新第三紀鮮新世の土砂～軟岩地山（一軸圧縮強度 $q_u=0.1\sim10$ MPa 程度の堆積層）を想定し、トンネル掘削時に塑性化や流動化の生じない安定した地山条件とする。

一般にこのような土砂～軟岩地山では、基礎や盛土などの荷重の載荷により極限状態が問題になることは少なく、ひずみレベルが 10^{-4} 台より小さい弾性範囲内にある場合が多い³⁾。このような地山中のトンネルへの上部載荷の影響評価には、載荷圧が小さく地山剛性の低下が問題にならない場合は、地山をひずみレベルに見合った線形弾性体としてモデル化すれば実務上問題ないものと考えられる。しかしながら、トンネル周辺の地山剛性の低下が問題になるような載荷圧が大きな盛土の場合や、載荷によって挙動が変化する過程を把握する場合には、地山の非線形な変形特性を考慮する必要がある。そこで、上部載荷時の地山は、第4章～第5章における成果を考慮して非線形弾性として扱うことにする。なお、載荷重が地中で分散されること

なくトンネルに直接かかるような非弾性的な挙動を示す地山の場合や、トンネル掘削時に生じる周辺地山のアーチ効果によりトンネルに伝達される応力が抑えられる場合は、本研究では考慮しなかった。これらの点については今後の課題である

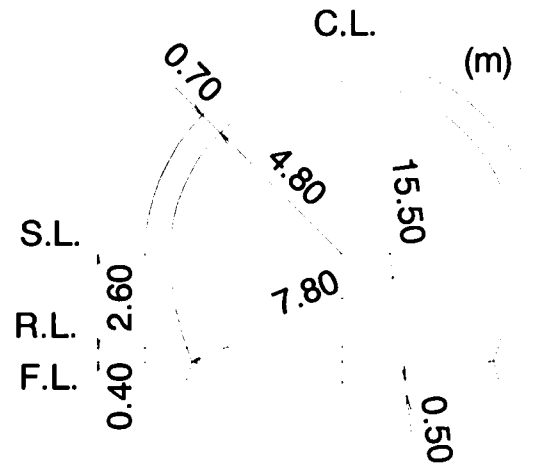


図 6.2.1 解析に用いるトンネル断面（新幹線標準断面）

6.2.2 解析方法

(1) 解析コード

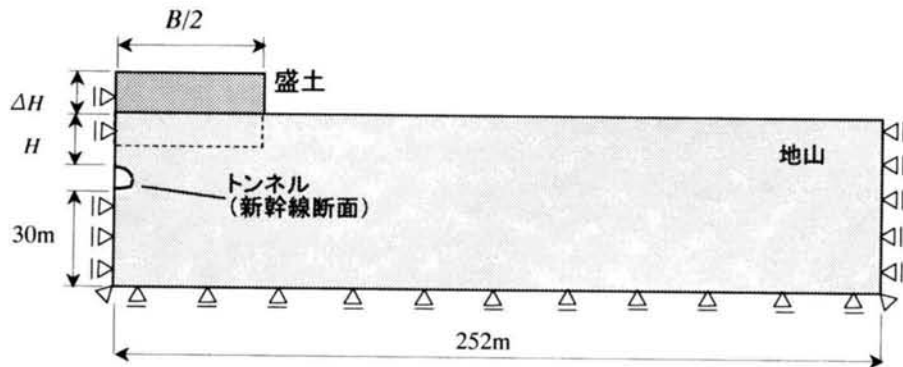
解析に用いるプログラムは、NATMFEM³⁾ である。NATMFEM は、トンネルの掘削解析で豊富な実績を有する 2 次元の非線形弾性 FEM 解析プログラムで、破壊接近度法や双曲線法などによる地山のひずみ依存の非線形特性や、ジョイント要素による覆工と地山との相互作用を表現することができる。

(2) 解析モデル

本研究に用いる解析モデルを、図 6.2.2 に示す。

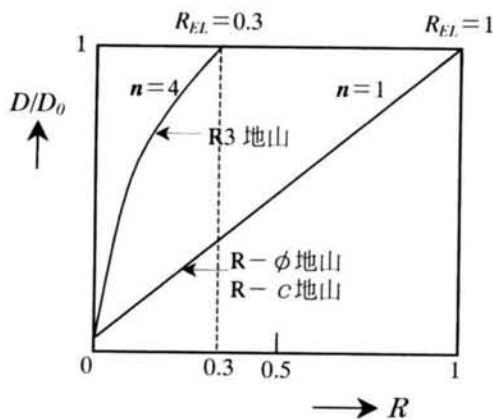
横方向の解析領域については、盛土による側方境界の影響が無視できる幅を事前に解析により検討し、本研究で用いる盛土幅の最大値 $B/2=36\text{m}$ の 7 倍 (252m) にした。深さ方向の解析領域については、今までの解析事例を参考にしてトンネル高さの 3 倍程度にした。

トンネル覆工は、事前に行ったビーム要素、平面要素、ラティス要素の比較解析の結果⁴⁾ をもとに、最も適切に断面力を表現できたビーム要素でモデル化した。覆工と地山の境界条件は、在来工法により施工された地山に密着した健全な覆工コンクリートを想定して载荷の影響を検討するので、両者一体となって挙動するものと考え、ジョイント要素をモデル化しなかった。



※ $B/2=4.5\sim 36\text{m}$, $\Delta H=5\sim 50\text{m}$, $H=5\sim 50\text{m}$

図 6.2.2 解析モデルの概要図



注) $D/D_0 = R'^{1/n} + (1 - R'^{1/n}) D_f/D_0$
 ただし, $R \geq R_{EL}$ のとき, $R' = 1$
 $R < R_{EL}$ のとき, $R' = R/R_{EL}$
 ここに, R_{EL} , D_0 , D_f , n は表 6.2.2 による.

図 6.2.3 地山毎の破壊接近度 R と変形係数比 D/D_0 の関係

(3) 解析パラメータおよび物性値

表 6.2.1 に解析に用いたパラメータを, 表 6.2.2 に覆工, 地山, 盛土の入力物性値を示す.

地山については, 破壊接近度法により非線形特性を表現している. 標準ケースである「R3 地山」は, 一般的な土砂～軟岩地山を想定し, 土屋⁴⁾の地山等級 R3 を準用した. また, 更に強い非線形特性を表現するため, 载荷によって直ちに剛性が低下しはじめる地山を想定し, 内部摩擦角 ϕ が大きく粘着力 c が小さい「R- ϕ 地山」と, 内部摩擦角 ϕ が小さく粘着力 c が大きい「R- c 地山」の 2 つのタイプの地山を設定した. その物性の設定にあたっては, 土砂～軟岩地山における実績³⁾ や, 第4章で述べた载荷模型実験に用いた模擬地山の物性⁵⁾ を参考にした. すなわち, R- ϕ 地山は, R3 の粘着力 $c=0.3\text{MPa}$, 弾性限界 $R_{EL}=0.3$, 非線形パラメータ $n=4$ を $c=0.1\text{MPa}$, $R_{EL}=1.0$, $n=1$ に変更した. R- c 地山は, R- ϕ 地山の内部摩擦角 $\phi=35^\circ$ を $\phi=0^\circ$ に変更した. このときの R と D の関係は図 6.2.3 のようになる.

(4) 解析手順

本研究では、各パラメータ毎の比較を容易にするために、地山の初期変形係数は深さ方向に一定の値であることを仮定した。

即ち、地山の初期応力解析とトンネルの掘削解析（100%応力解放）を行って覆工を打設した後、地山の破壊接近度 R を全ての地点で $R=1$ に設定し直し、図 6.2.2 のように盛土を载荷させる解析を行った。

表 6.2.1 解析パラメータ

項 目		標準ケース	変化させる範囲
覆 工	※1 断面形状	新幹線標準面	—
	アーチ部巻厚 t	700mm	300~700mm
	インバート	有り	—
地 山	初期変形係数 D_0	200MPa	5~5000MPa
	初期ポアソン比 ν_0	0.3	—
	単位体積重量 γ	21kN/m ³	—
	※2 非線形特性	R3	$R-\phi$, $R-c$
初期土被り H		※3 30m	5~50m
※3 現地形の形状		平坦地形	—
※3 盛 土	盛土幅 B	72m (8d)	9m~72m (1d~8d)
	盛土高 ΔH	10m	5m~
	法面形状	直	—

※1：図 6.2.1 参照

※2：表 6.2.2 参照

※3：右図による。

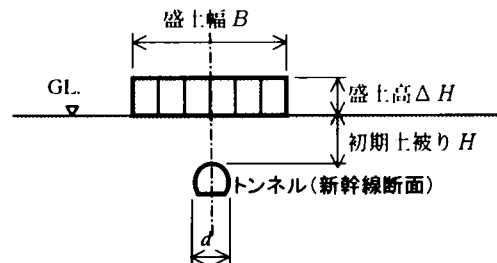


表 6.2.2 覆工・地山・盛土の入力物性値

		単位体積重量 γ (kN/m ³)	初期変形係数 D_0 (MPa)	破壊時変形係数 D_f (MPa)	粘着力 c (MPa)	内部摩擦角 ϕ (度)	初期ポアソン比 ν_0	破壊時ポアソン比 ν_f	弾性限界 R_{EL}	非線形パラメータ n
覆 工		23.5	21×10^3	—	—	—	—	—	—	—
地 山	R3	21	200	4	0.3	35	0.3	0.499	0.3	4
	R- ϕ	21	200	4	0.1	35	0.3	0.499	1.0	1
	R-c	21	200	4	0.1	0	0.3	0.499	1.0	1
盛 土		18	20	0.4	0.05	30	0.3	0.499	1.0	2

注) 「R3 地山」は、土屋³⁾の地山等級 R3 によった。

6.3 解析結果と考察

6.3.1 トンネルの一般的な変形挙動

まず、表 6.2.1 の「標準ケース」（R3 地山，覆工厚 $t=70\text{cm}$ ，初期土被り $H=30\text{m}$ ，盛土幅 $B=72\text{m}$ ，盛土高 $\Delta H=10\text{m}$ ）を例にとって，解析により得られたトンネル覆工の変形挙動の一般的な特徴を示す。

図 6.3.1 は，「標準ケース」におけるトンネルの変形挙動である．図に示すように，上部载荷により全体的に沈下しながら鉛直方向に縮小し，水平方向に拡大するというごく一般的な挙動を示している．この変形に伴いアーチ天端部に正曲げが生じ，アーチ肩部～側壁部に負曲げが生じた．そのとき，最も大きな曲げが生じるのは天端部である．一方，最も大きな軸力が生じるのは側壁部で，天端部はその 1/3 以下であった．

このような挙動は，全体的に各ケースで共通なので，覆工応力に関する検討では，特に断らない限り，曲げ引張応力が最大となるアーチ天端部の内面応力 σ_m により比較を行うことにする．

この「標準ケース」に対し，①盛土幅と初期土被り，②地山剛性と覆工剛性，③地山の非線形特性を各々変化させたときの影響を，以下の 6.3.2 に示す．

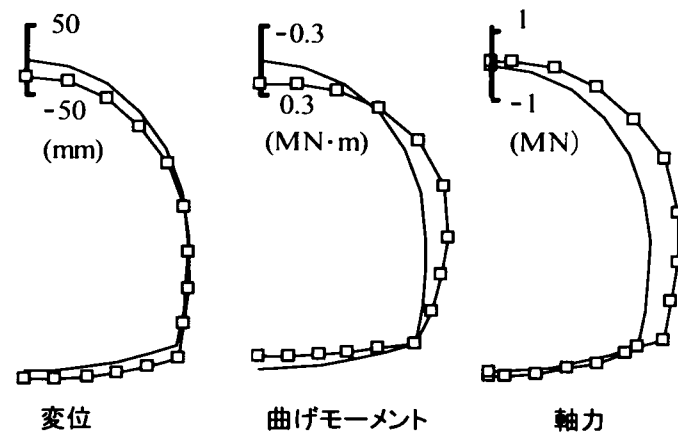


図 6.3.1 トンネル覆工の変形・変位と断面力分布の例
(R3 地山， $H=30\text{m}$ ， $\Delta H=10\text{m}$ ， $B=72\text{m}$)

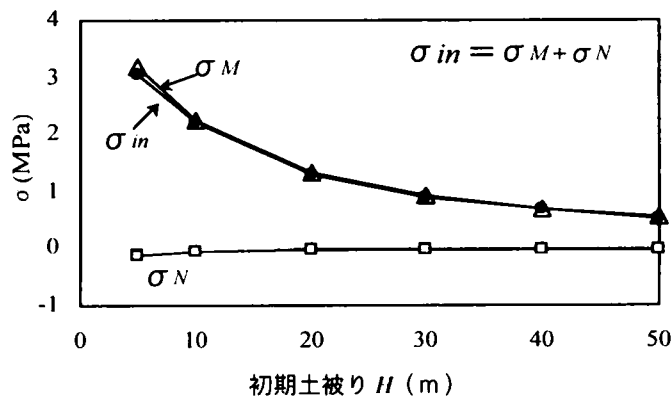
6.3.2 各条件の影響

(1) 盛土幅 B と初期土被り H の影響

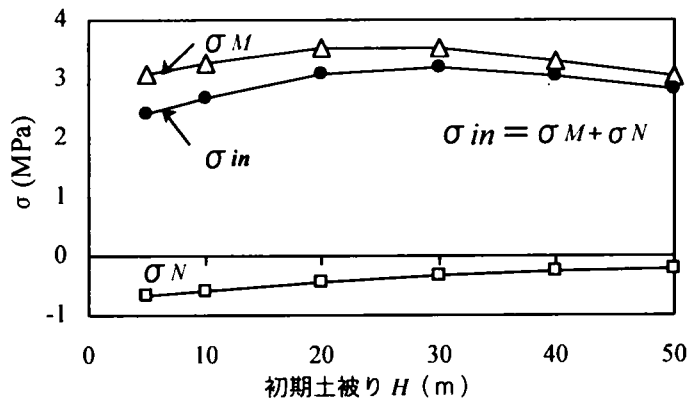
図 6.3.2 および図 6.3.3 は、R3 地山で $B=9\text{m}$ または 72m 、 $\Delta H=10\text{m}$ のときの覆工応力 σ_{in} と内空変位 u を、 $H=5\sim 50\text{m}$ の範囲で各々整理したものである。 σ_{in} については、曲げ成分 σ_M と軸力成分 σ_N も併記した ($\sigma_{in} = \sigma_M + \sigma_N$)。 u については、鉛直方向変位 u_y はアーチ天端とインバート下端間の鉛直方向の縮小量であり、水平方向変位 u_x は SL 部の水平方向の拡大量である。

盛土幅が狭い $B=9\text{m}$ の場合は、図 6.3.2(a) に示すように、 σ_{in} は土被りの増加とともに急激に減少することが分かる。ところが、盛土幅が広い $B=72\text{m}$ の場合は、図 6.3.2(b) に示すように、土被りが増えると軸力成分 σ_N は徐々に減少するものの、曲げ成分 σ_M は「標準ケース」である $H=30\text{m}$ 付近で最大値を示した後に緩やかに減少する挙動であり、この挙動にしたがって σ_{in} も $H=30\text{m}$ 付近で最大値を示している。すなわち、幅の広い盛土を行うと、土被りが多少増えてもトンネルへの影響は軽減されず、 $H=(1/3\sim 1/2)B$ で影響が最大になることが分かる。土被りがより浅くなって $H=5\text{m}$ になると、 σ_{in} は、 $B=9\text{m}$ の場合の方が $B=72\text{m}$ の場合より大きくなった。

このように σ_{in} が $H=(1/3\sim 1/2)B$ で最大になる理由について、地山の挙動に着目して以下に考察する。



(a) 盛土幅 $B=9\text{m}$ における σ_{in}



(b) 盛土幅 $B=72\text{m}$ における σ_{in}

図 6.3.2 初期土被り H と天端部内面応力 σ_{in} の関係 (R3 地山, $\Delta H=10\text{m}$)

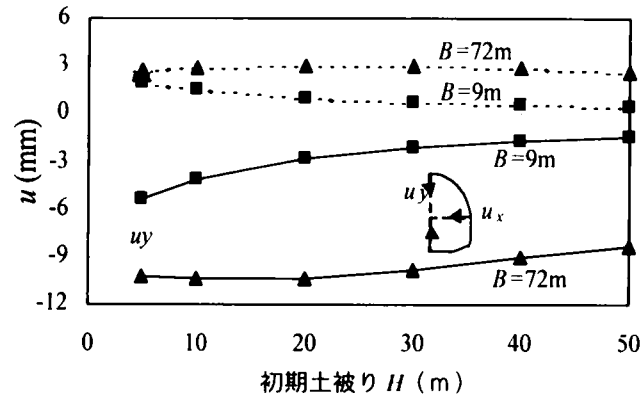
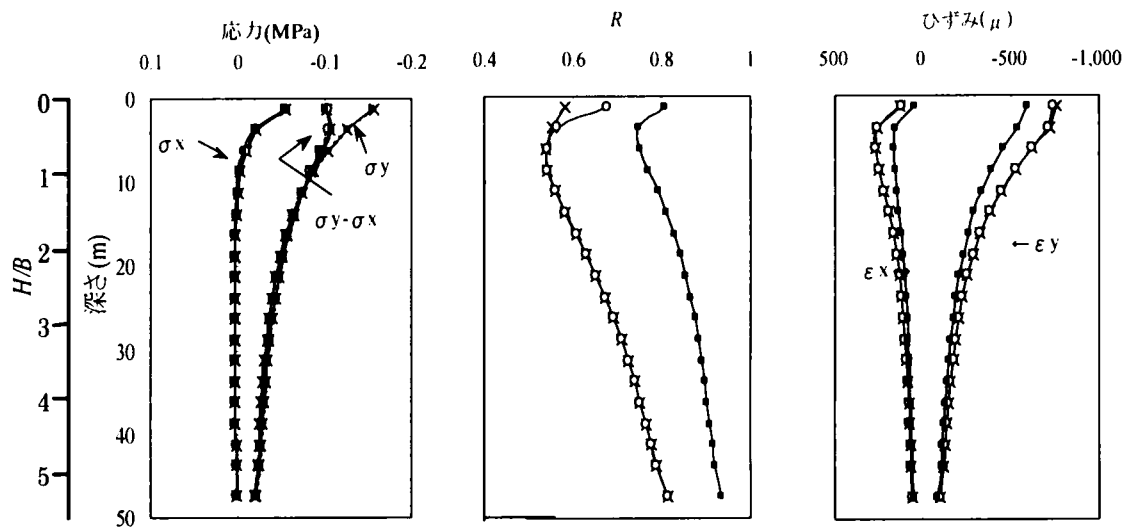
図 6.3.3 初期土被り H と内空変位 u の関係 (R3 地山, $\Delta H=10\text{m}$)

図 6.3.4 は、盛土幅が狭い場合 ($B=9\text{m}$) と広い場合 ($B=72\text{m}$) の $\Delta H=10\text{m}$ について、トンネル天端の直上断面における地山応力 σ 、破壊接近度 R 、ひずみ ε の深さ方向分布を示したものである (土被り $H=50\text{m}$ の場合)。なお、図中には R3 地山の他に、R- ϕ 地山、R-c 地山の結果も併記しているが、R- ϕ 地山、R-c 地山の結果の考察は、(4)で行う。

R3 地山に着目すると、図 6.3.4①より、 σ は深いほど小さくなることが明らかである。その減少の程度は、鉛直応力 σ_y より水平応力 σ_x の方が著しい。また、 B が広い方が緩やかに減少し、特に σ_y の減少の程度は緩慢である。なお、 σ_x と σ_y は、各々最小および最大主応力と概ね見なせるので、主応力差は $\sigma_y - \sigma_x$ によってほぼ表わされるものと考えられる。このとき、 $\sigma_y - \sigma_x$ は、深さ $y=(1/3 \sim 1/2)B$ ($B=9\text{m}$ で $y=3 \sim 5\text{m}$, $B=72\text{m}$ で $y=25 \sim 35\text{m}$) において最大になることが分かる。すなわち、これよりもさらに浅くなれば、 σ_x が急激に増大するので、 $\sigma_y - \sigma_x$ は減少する。逆に、深くなっても σ_y が減少しはじめるので、 $\sigma_y - \sigma_x$ はやはり減少することになる。このことは、トンネルが $H=(1/3 \sim 1/2)B$ 程度にある場合は、地山の主応力差が最も大きくなり、トンネルに作用する鉛直圧に比較して側圧の方がより小さくなるので、覆工天端に生じる曲げ応力が大きくなることを示している。

なお、 ε は、図 6.3.4③より水平ひずみ ε_x と鉛直ひずみ ε_y とともに $y=1/3 \sim 1/2 B$ 付近で最大になる。これは、 $y=(1/3 \sim 1/2)B$ では拘束圧 (ここでは σ_x) が小さくかつ主応力差 (ここでは $\sigma_y - \sigma_x$) が最大になることから理解できる。 R も、図 6.3.4②より $y=(1/3 \sim 1/2)B$ において最小を示しており、上記の結果に整合する。なお、いずれも $R > R_{EL}=0.3$ であり、直上部の地山については線形挙動の範囲にあることが分かる。

以上のように、1) 盛土幅 B が狭い場合は、土被り H が増えると、地山の応力分散に伴い急激に地中応力・ひずみが低下し、覆工に生じる応力も減少するが、2) 盛土幅 B が広い場合は、土被り H が多少増えても地中応力・ひずみは大きくは低下しないので、覆工応力も顕著には低下しないこと、3) $H=(1/3 \sim 1/2)B$ 程度において、地山の主応力差が最大になるとともに拘束圧が急減するため、覆工天端に生じる曲げ応力が最大になることが分かった。このように、盛土による覆工への影響は、初期土被り H と盛土幅 B の比 H/B で説明できるものと考えられる。すなわち、 $H/B=1/2 \sim 1/3$ のときに覆工に及ぼす影響が最も大きくなり、 H/B がこれより大きくなれば影響が大幅に軽減されるが、 H/B がこれより小さくても影響はあまり軽減されない。

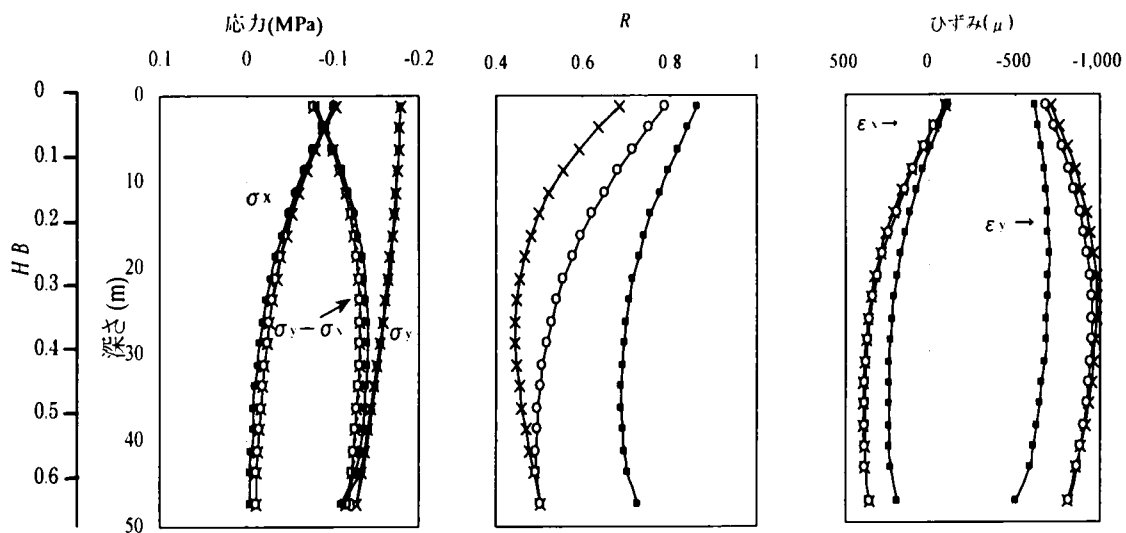


①応力 σ の分布

②破壊接近度 R の分布

③ひずみ ϵ の分布

(a) 盛土幅 $B=9\text{m}$ (1d) の場合

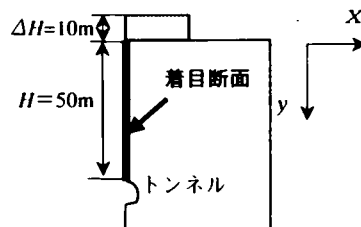


①応力 σ の分布

②破壊接近度 R の分布

③ひずみ ϵ の分布

(b) 盛土幅 $B=72\text{m}$ (8d) の場合



—■— R3 地山 —○— R- ϕ 地山 —×— R-c 地山

図 6.3.4 トンネル天端直上上の地山応力 σ , 破壊接近度 R , ひずみ ϵ の深さ方向分布

(3) 地山剛性(変形係数 D)と覆工剛性(覆工厚 t)の影響

図 6.3.5 および図 6.3.6 は、R3 地山で $H=30\text{m}$, $B=72\text{m}$, $\Delta H=10\text{m}$ のとき、 σ_{in} と u を、 $D_0=5\sim 5,000\text{MPa}$ の範囲で $t=0.3, 0.5, 0.7\text{m}$ 毎に各々整理したものである。 σ_{in} については、天端部 σ_{in} と側壁部 σ_{in} を分けて示した。 u については鉛直方向 u_v と水平方向 u_h を分けて示した。

図 6.3.5 および図 6.3.6 より、全体的に地山が軟らかいほど σ_m および u は大きくなり、地山が硬いほど 0 に近づく傾向にあることが明らかである。特に $D_0=200\sim 1,000\text{MPa}$ 程度より硬い地山においては σ_{in} および u はともに非常に小さく、これより軟らかくなると急激に大きくなることが分かる。

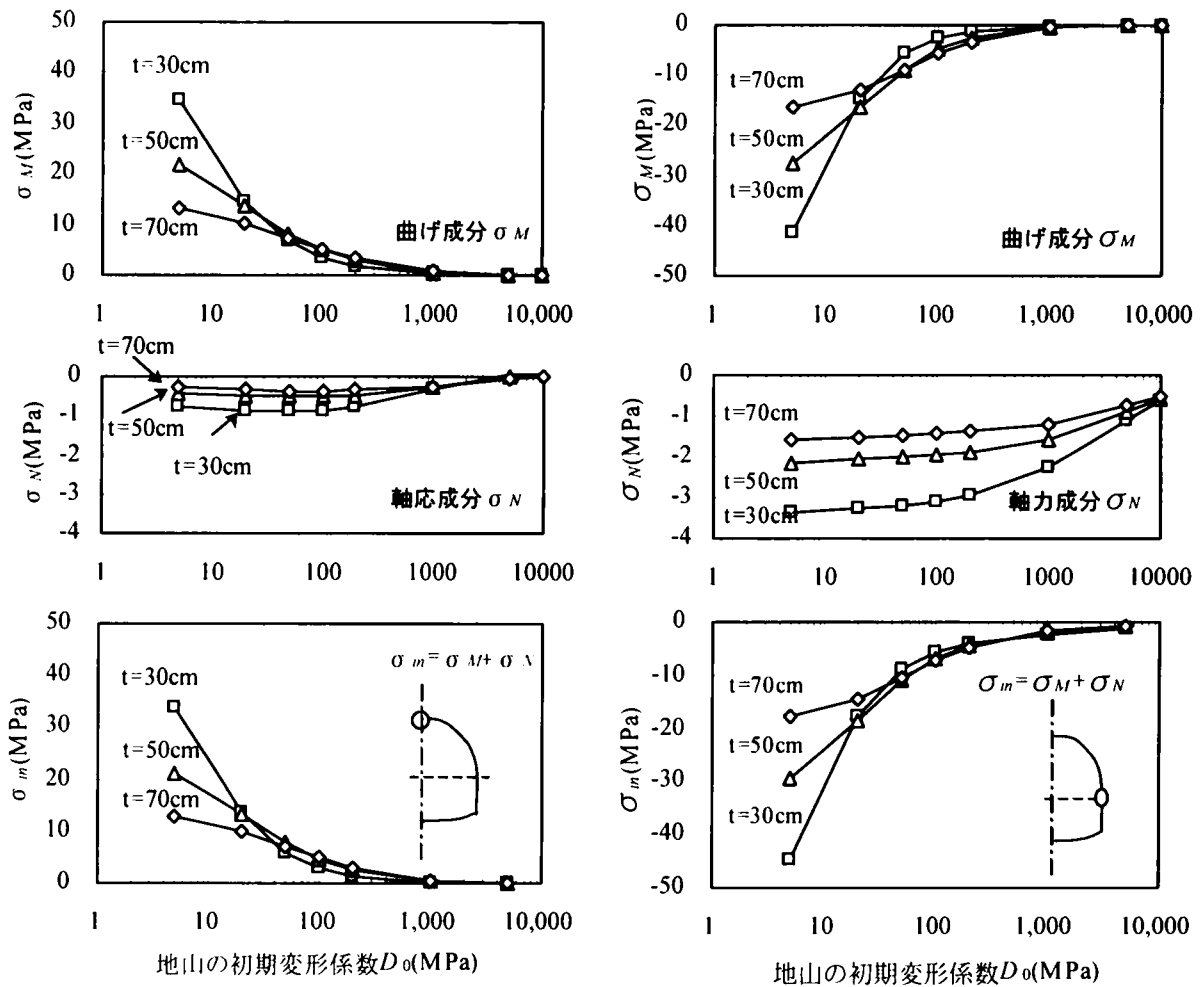
σ_m の応力成分に着目すると、軟らかい地山では、曲げ成分 σ_M が軸力成分 σ_N に比較して非常に大きいため、曲げが卓越する挙動である。これに対し硬い地山では、 σ_M が σ_N に比較して極めて小さくなるため、軸力が卓越する挙動である。

天端部と側壁部とを比較すると、 σ_M については、地山が非常に軟らかくなると ($D_0<20\text{MPa}$ 程度)、側壁部の方が大きくなった。一方、 σ_N については、側壁部の方がかなり大きい結果となっている。

一方、 σ_{in} の覆工剛性による影響に着目すると次のようである。まず、内空変位については、図 6.3.6 に示すように、地山が $D_0=200\text{MPa}$ 程度よりより軟らかい場合は覆工が厚いほど内空変位が抑制され、硬い場合は覆工厚による差が見られないことが分かる。また、図 6.3.5 より、覆工応力については、天端部、側壁部ともに、地山が $D_0=50\sim 200\text{MPa}$ 程度より軟らかい場合は覆工が厚いほど σ_{in} が抑制され、硬い場合は覆工が厚いほど σ_{in} が大きくなる、という結果である。これは、軟らかい地山ではトンネルの地山に対する剛性が相対的に大きくなり、地山の变形を抑制する効果を有するので、覆工剛性が大きいとトンネルおよび周辺地山の变形が抑制され、曲げも小さくなるのに対して、硬い地山ではトンネルの变形が地山剛性によって支配され、覆工厚の少々増加には関係しないため、覆工厚が厚い分だけ曲げによる覆工応力が相対的に大きくなるためである。このことは、硬い地山においては、上部盛土に対する防護対策として覆工厚を増やしても補強にはならず逆効果になる場合があり得ることを示唆するものである。

図 6.3.7 は、 $D_0=20\text{MPa}$, 200MPa , $2,000\text{MPa}$ の地山において盛土を行ったときのトンネル周辺の地山応力分布である ($H=30\text{m}$, $B=72\text{m}$, $\Delta H=10\text{m}$)。この図より、 $D_0=20\text{MPa}$ の軟らかい地山では覆工天端部の上部に地山応力が集中し、 200MPa , $2,000\text{MPa}$ の硬い地山では覆工側壁部の側方部に地山応力が集中することが分かる。このことは、軟らかい地山では、覆工剛性が地山剛性に比べて相対的に大きくなるため、覆工が盛土载荷によって生じる応力をより大きく負担するのに対して、硬い地山では、覆工剛性が地山剛性に比べて相対的に小さいため、周辺地山がより大きな応力を負担するために覆工に生じる応力が小さくなることを意味する。

以上のように、地山剛性と覆工剛性の影響については、次のようにまとめられる。すなわち、1) 地山が軟らかい場合 ($D_0=50\sim 100\text{MPa}$ より小) の盛土によるトンネル覆工への影響は非常に大きく、覆工厚 t が薄ければ更にその影響が増大する。2) 山岳工法トンネルが一般的に適用される地山 ($D_0=50\sim 100\text{MPa}$ より大) の盛土によるトンネル覆工への影響は非常に小さくなるが、 t が厚いとその影響はやや大きくなり、側壁部において軸力成分が卓越するようになる。



(a) 天端部内面応力 σ_{in}

(b) 側壁部内面応力 σ_{in}

図 6.3.5 覆工厚 t 毎の地山の初期変形係数 D_0 と天端部・側壁部内面応力 σ_{in} の関係
(R3 地山, $H=30\text{m}$, $\Delta H=10\text{m}$, $B=72\text{m}$)

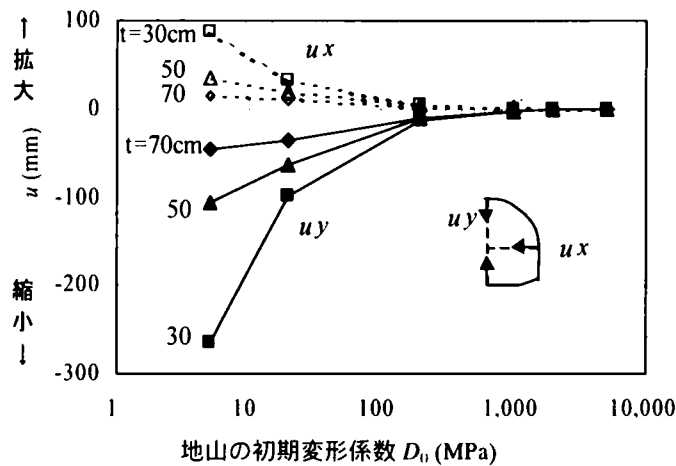


図 6.3.6 覆工厚 t 毎の地山変形係数 D_0 と内空変位 u の関係
(R3 地山, $H=30\text{m}$, $\Delta H=10\text{m}$, $B=72\text{m}$)

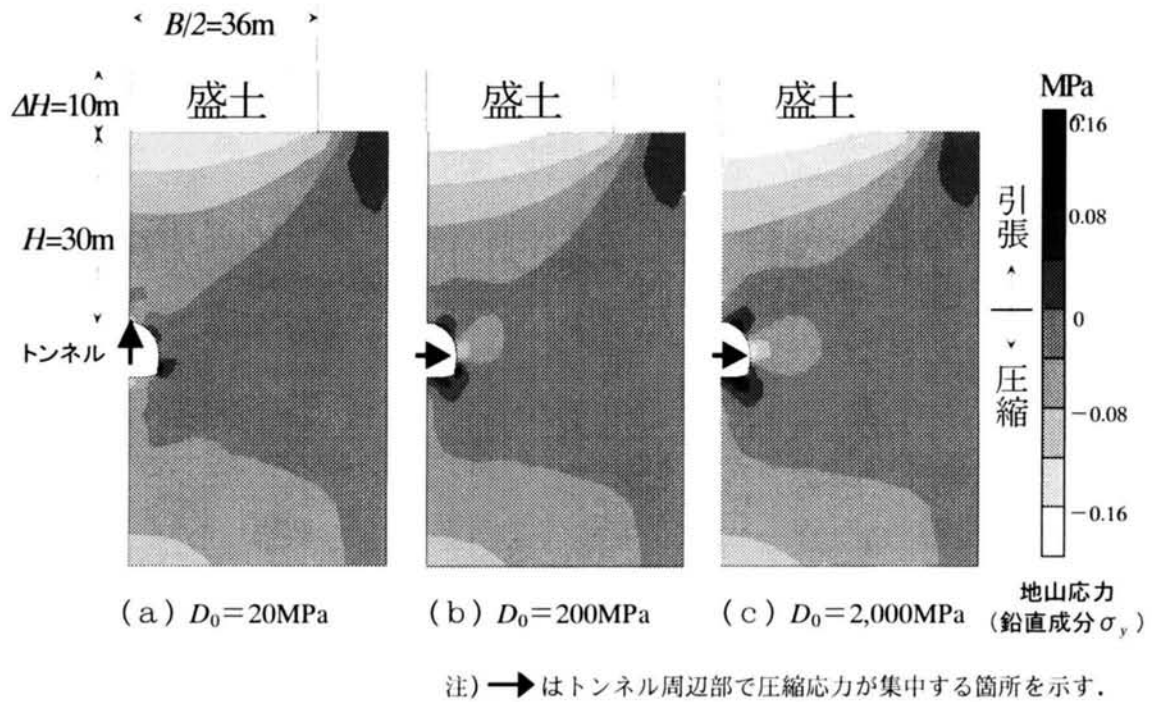


図 6.3.7 地山初期変形係数 D_0 毎の地山応力の鉛直成分 σ_y の比較
($H=30\text{m}$, $\Delta H=10\text{m}$, $B=72\text{m}$)

なお、地山が軟らかい場合に、 σ_{in} はコンクリートの引張強度をはるかに上回る過大な値になっている。これは、トンネル周辺地山のアーチ効果を考慮していないために地中応力が覆工にそのまま作用する結果になることに加えて、ひび割れ進展を考慮しない線形材料として覆工をモデル化しているためである。

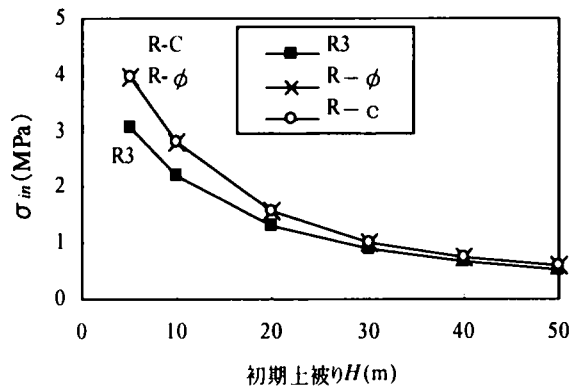
(4) 地山の非線形特性の影響

ここでは、R3 地山、R- ϕ 地山、R-c 地山の3種類の非線形特性を有する地山について検討する。

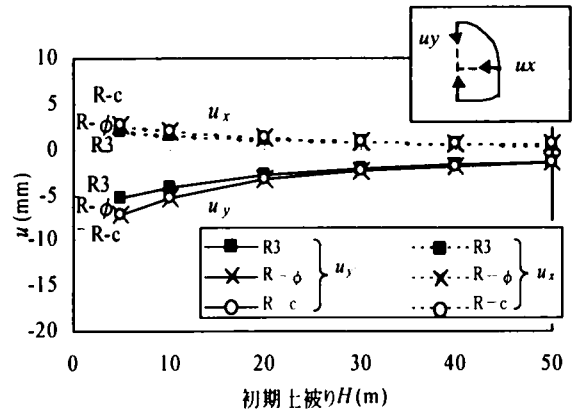
図 6.3.8 および図 6.3.9 は、各地山について、 $B=9\text{m}$ または 72m 、 $\Delta H=10\text{m}$ のときの覆工応力 σ_{in} と内空変位 u を、 $H=5\sim 50\text{m}$ の範囲で各々整理したものである。これらの図より、まず R3 地山と R- ϕ 地山を比較すると、より強い非線形特性 (R_{EL} , n , c) をモデル化した R- ϕ 地山においては、 $B=9\text{m}$ の結果 (図 6.3.8(a) および図 6.3.9(a)) から、土被り $H=3B$ 付近より浅くなると σ_{in} , u の差が各々目立つようになることが分かる。また、 $B=72\text{m}$ の結果 (図 6.3.8(b) および図 6.3.9(b)) から、 σ_{in} の差が最大になるのは、 $H=(1/3\sim 1/2)B$ 付近であることが分かる。

一方、図 6.3.8 および図 6.3.9 において R- ϕ 地山と R-c 地山とを比較すると、 $B=9\text{m}$ においては両者には殆ど差が生じないが、 $B=72\text{m}$ においては両者に多少の差が見られ、応力、変位ともに R- ϕ 地山の方がやや小さいことが分かる。

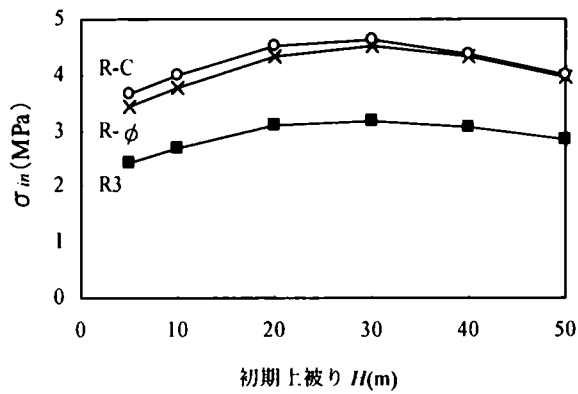
以上のような覆工の変形挙動が生じることについて、地山の挙動に着目して次に考察する。



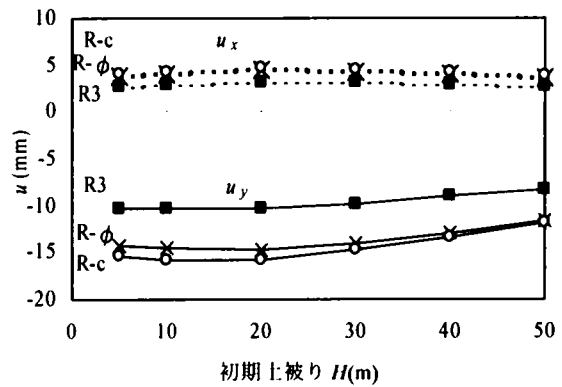
(a) 盛土幅 $B=9\text{m}$ における σ_{in}



(a) 盛土幅 $B=9\text{m}$ における u



(b) 盛土幅 $B=72\text{m}$ における σ_{in}



(b) 盛土幅 $B=72\text{m}$ における u

図 6.3.8 地山種別毎の初期土被り H と天端部内面応力 σ_{in} の関係 ($H=30\text{m}$, $\Delta H=10\text{m}$)

図 6.3.9 地山種別毎の初期土被り H と内空変位 u の関係 ($H=30\text{m}$, $\Delta H=10\text{m}$)

図 6.3.10 は、 $B=9\text{m}$ または 72m において、盛土高 ΔH を 20m に増やすまでのトンネル軸線上における地表面沈下 δ の変化を、地山種別毎に比較したものである。この図より、 δ は、R3 地山では ΔH が増えるにしたがってほぼ線形的に増加するのに対し、R- ϕ 地山では非線形的に増加し、R-c 地山では更に強く非線形的に増加するという結果になった。しかし $\Delta H=10\text{m}$ に着目すると、R3 地山と R- ϕ 地山との差は大きいものの、R- ϕ 地山と R-c 地山の間には殆ど差がない。すなわち、 $\Delta H=10\text{m}$ においては ϕ の効果はまだあまり顕著でないで、R- ϕ 地山と R-c 地山の覆工挙動には大きな差が生じなかったものと考えられる。

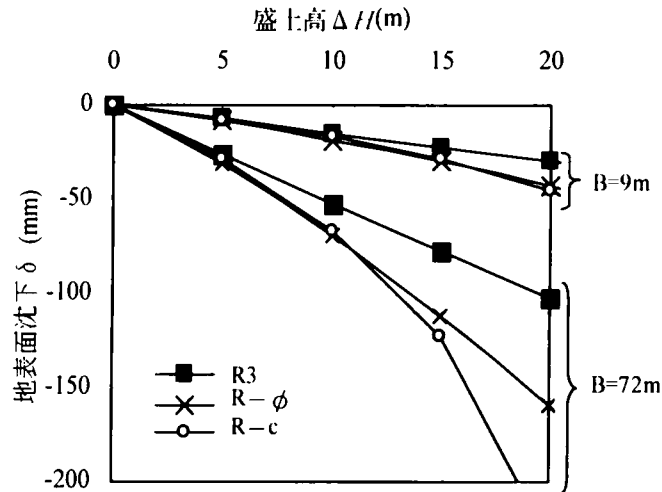


図 6.3.10 地山種別毎のトンネル直上の地表面沈下 δ の変化
($H=30\text{m}$, $\Delta H=10\text{m}$)

次に、図 6.3.4 において、トンネル軸線上の地山応力 σ 、破壊接近度 R 、ひずみ ε の深さ方向分布を各地山別に比較する。まず R- ϕ 地山を R3 地山と比較すると、R- ϕ 地山では、 σ については σ_x にやや差が生じる程度であるが、 R については c , ϕ の低下に伴って大きく低下し、 ε についても R の低下すなわち変形係数 D の低下により増大することが分かる。なお、深さ $y=(2\sim3)B$ 付近 ($B=9\text{m}$ のとき $y=20\sim30\text{m}$) より浅い範囲において R の低下と ε の増大が著しくなるが、 $y=(1/3\sim1/2)B$ 付近 ($B=9\text{m}$ のとき $y=3\sim5\text{m}$) を境にしてそれよりも浅くなると、側圧成分が増えるので、 R , ε の差は小さくなっている。すなわち、 ϕ が卓越する地山 (R- ϕ 地山) の非線形性による影響は、拘束圧の大きい盛土直下の土被りの浅い範囲では比較的少なく、拘束圧が急減する深さ $y=(1/3\sim1/2)B$ 付近で最大になることが分かる。また、R-c 地山を R- ϕ 地山と比較すると、土被りの浅い範囲 (深さ $y<1/2B$, $B=9\text{m}$ のとき $y<5\text{m}$) では、R-c 地山では $\phi=0^\circ$ のため拘束圧の効果が期待できないので R は更に低下し、その結果 ε_y がやや増大する傾向にあることが分かる。

図 6.3.11 は、 $B=72\text{m}$ で $\Delta H=10\text{m}$ における各地山別の D の分布である。この図より、R3 地山では側壁支持部で僅かに非線形領域に入る以外は線形性が維持されているが、R- ϕ 地山と R-c 地山では載荷部の広い範囲で非線形領域が生じ、 D が低下していることが分かる。また、盛土直下の領域では σ_x が相対的に大きいので、 D はそれほど低下しないが、それより下方の領域では D の低下が顕著になり、特に、拘束圧の効果が期待できない R-c 地山における低下

の度合いが著しいことが確認できる。ただし、拘束圧は大きくないので、 D の低下の差がそれほど顕著に生じるわけではなく、覆工応力に有意な差は生じなかったものと考えられる。

このように、地山の非線形性が覆工の変形挙動に及ぼす影響が見られる範囲は、 $y \leq 2B$ の範囲であり、 $H = (1/3 \sim 1/2)B$ すなわち $H/B = 1/2 \sim 1/3$ 付近において影響の程度は最大になる、という結果が得られた。また、地山の ϕ の効果は、載荷圧が大きくなり非線形な挙動が顕著になる盛土高（ $\Delta H > 10\text{m}$ ）の場合に、見られるものと考えられる。

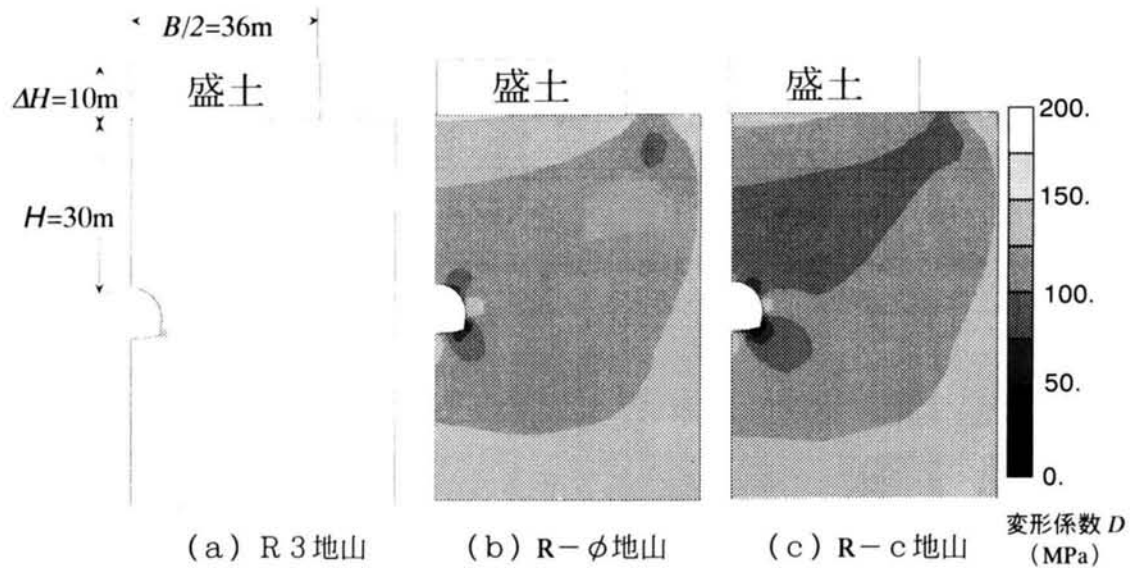


図 6.3.11 トンネル周辺地山の変形係数 D の分布
($H=30\text{m}$, $\Delta H=10\text{m}$, $B=72\text{m}$)

6.4 限界盛土高の算定

いま、盛土によって生じる覆工内面応力 σ_{in} が、以下に示す曲げ引張応力の制限値 σ_{ta} あるいは曲げ圧縮応力の制限値 σ_{ca} に先に到達したときの盛土高を、限界盛土高 ΔH_a と仮定する。

$$\sigma_{ta} = 0.42 f'_{ck}{}^{2/3} = 2.9\text{MPa}$$

$$\sigma_{ca} = 0.4 f'_{ck} = 7.2\text{MPa}$$

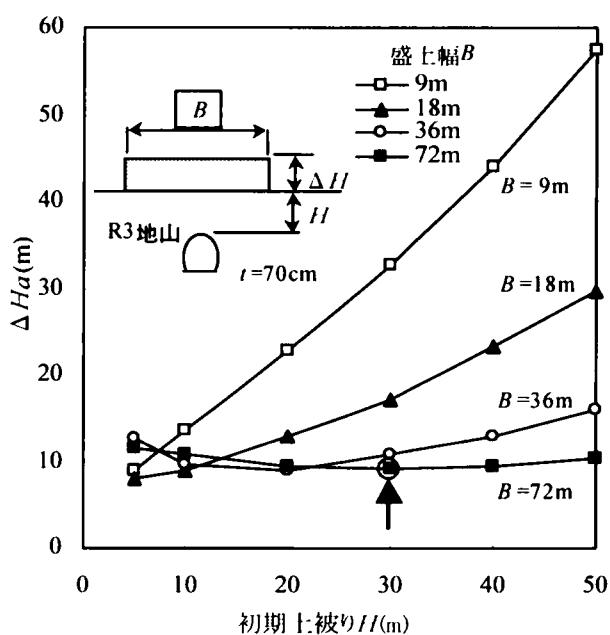
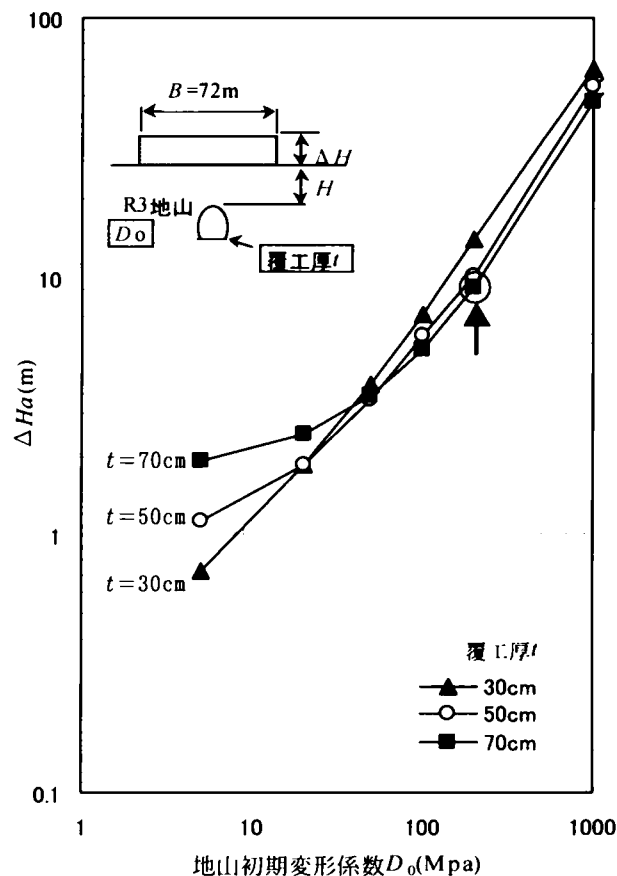
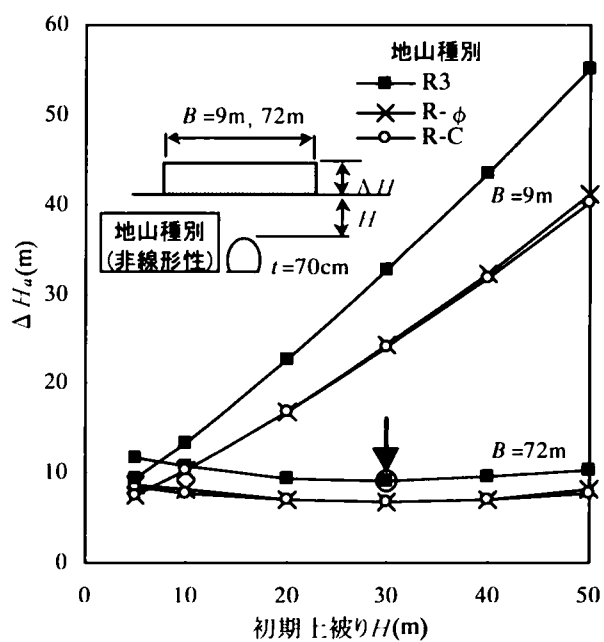
ここに、 f'_{ck} はコンクリートの圧縮強度の特性値⁶⁾で、 $f'_{ck} = 18\text{MPa}$ とした。

各パラメータ毎に ΔH_a を整理すると、図 6.4.1 に示すようになる。なお、今回の解析条件の範囲では、全ての場合において軸力成分に比較して曲げ成分が卓越し、天端部内面応力 σ_{in} が曲げ引張応力の制限値 σ_{ta} に達することによって ΔH_a が決まった。なお、硬い地山では側壁部内面の圧縮応力もかなり大きくなるが、この場合でも天端部内面応力 σ_{in} によって ΔH_a が決まった。また、地山が非常に軟らかい $D_0 < 20\text{MPa}$ においては側壁部外面応力の方が天端部内面応力 σ_{in} よりも先に σ_{ta} に達したが、その差は些少なので、ここでは天端部内面応力 σ_{in} で整理している。

なお、健全なトンネル覆工は、部材の一部にひび割れが生じても構造系が変化するのみであり、直ちに力学的健全度の低下に結びつくものではない⁷⁾が、ここでは第三者が行う近接工事の影響評価に主眼を置くので、一箇所でも σ_{ta} や σ_{ca} に達することは好ましくないものと考え、限界盛土高 ΔH_a を定義した。また、ひび割れを許容する場合はひび割れ進展解析⁸⁾が必要になるが、ここでは最初のひび割れ発生までを議論するので、覆工を線形部材として扱っている。

さらに、一般に近接施工による鉄道トンネルへの影響を評価する場合、①トンネル構造の安定性の確保、②軌道整備基準の確保、③建築限界の確保の3点を満足することが必要であるが、②と③については、①が満足されれば十分に安全であると考えられるため、ここでは①のみに着目して ΔH_a を仮定した。

その他、解析の前提条件は6.2.1に示したとおりである。

(a) 初期土被り H , 盛土幅 B との関係(b) 初期変形係数 D_0 , 覆工厚 t との関係

(c) 非線形特性の影響 (R3 地山と R-φ 地山, R-c 地山の比較)

注1) ○ は標準ケース(表 6.2.1) を示している。

注2) 凡例中の □ 内はパラメータであることを示している。

図 6.4.1 限界盛土高 ΔH_a

6. 5 まとめ

上部盛土による山岳工法トンネル覆工の変形挙動に着目し、 $D_0=200\text{MPa}$ の軟岩地山 (R3 地山) を標準ケースに設定し、盛土幅 B ($9\sim 72\text{m}$ すなわち $1d\sim 8d$)、初期土被り H ($5\sim 50\text{m}$)、地山剛性 (地山の初期変形係数 $D_0=5\sim 5000\text{MPa}$)、覆工剛性 (厚さ $t=30\sim 70\text{cm}$)、地山の非線形性といった各種のパラメータの影響について、破壊接近度法による2次元非線形弾性 FEM 解析を行った。破壊接近度法を用いたのは、筆者らが別途に行ったトンネル上部地山の載荷模型実験結果を破壊接近度法によってよく表現できた²⁾ からである。

その結果、以下の知見が得られた。

- (1) 盛土による覆工への影響の程度は、初期土被り H と盛土幅 B の比 H/B で説明できる。
すなわち、 $H/B=1/3\sim 1/2$ のときに覆工に及ぼす影響が最も大きくなり、これより H/B が大きくなれば影響が大幅に軽減されるが、これより H/B が小さくなっても影響はあまり軽減されない。
- (2) 地山が軟らかいほど覆工への影響は大きくなるが、 $D_0=50\sim 200\text{MPa}$ より小さい軟質な地山では、覆工厚 t が厚いほど覆工への影響は抑制される。逆に $D_0=50\sim 200\text{MPa}$ より大きい山岳工法トンネルが一般的に適用される地山では、 t が厚いほど覆工への影響が大きくなる。
- (3) 初期剛性が同じでひずみ依存の非線形性が強い地山の場合は、線形的な挙動を示す地山に比較すると、同じ盛土高であれば初期土被り H が小さい (本研究の地山条件では $H/B < 2$) ほど覆工への影響が無視できない。また、 ϕ が期待できない地山の場合は、盛土による拘束圧の効果があまり期待できないので、 $H/B < 1/2\sim 1/3$ の土被りの浅い範囲では、更に影響が大きくなる。
- (4) さらに、盛土による覆工の増加応力が曲げ引張り強度あるいは圧縮強度に達するときの限界盛土高を、盛土幅、初期土被り、地山の初期変形係数、覆工厚さ、地山の非線形性をパラメータとして算定した。この図によれば、在来工法により施工された新幹線断面相当の山岳トンネルの無筋コンクリート覆工に対する上部盛土による影響評価が可能である。

【文 献（第6章）】

- 1) 小島芳之, 朝倉俊弘, 土屋敬: 上部盛土がトンネル覆工に及ぼす影響に関する数値解析的評価, 土木学会論文集, No.736/III-63, pp.193-204, 2003.6.
- 2) 龍岡文夫, 小高猛司, 王林, 早野公敏, 古関潤一: 堆積軟岩の変形特性, 土木学会論文集, No.561/III-38, pp.1-17, 1997.3.
- 3) 土屋敬: ロックボルト・吹き付けコンクリートトンネル工法の設計に関する研究, 鉄道技術研究報告, No.1342, 1987.2.
- 4) 室谷耕輔, 土屋敬, 朝倉俊弘, 小島芳之: トンネルの FEM 解析における最適要素表現, 土木学会第 50 回年次学術講演会, III-584, 1995.9.
- 5) 小島芳之, 吉川和行, 野城一栄, 朝倉俊弘, 土屋敬: 上部地山の载荷がトンネル覆工に及ぼす影響に関する模型実験, 土木学会論文集, No.729/III-62, pp.73-86, 2003.3.
- 6) (財)鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説コンクリート構造物, 丸善(株), 1992.
- 7) 朝倉俊弘, 小島芳之, 安東豊弘, 佐藤豊, 松浦章夫: トンネル覆工の力学挙動に関する基礎的研究, 土木学会論文集, No.493/III-27, pp.79-88, 1994.6.
- 8) 朝倉俊弘, 小島芳之, 城間博通, 三谷浩二: 変状トンネル対策工の設計法, トンネルと地下, Vol.29, No.8, 1998.8.

第7章 切土に関する数値解析

7. 1 概 説

第3章では、既往の上部切土に関する計測実績を分析した結果、上部切土によるトンネルへの影響は一般には小さく、 $|u/d| < 10^3 \mu$ の範囲で縦長に変形（鉛直方向に拡大し水平方向に縮小）する人が多いものの、水平方向にも拡大する場合あるいは殆ど影響を生じない場合があることを示した。このような変形モードの相違が生じる要因には、①切土の3次元的な広がりあるいは幅と土被りとの関係、②地山と覆工との接触状態、③地山の剛性（あるいは覆工の剛性）、④地山の初期応力状態、⑤覆工の初期応力状態など、様々なものが考えられる。

そこで、7.2では、上記の要因のうち①～④の影響について、2次元 FEM を用いたパラメトリック解析によって考察する^{1)・2)}。

次に、7.3では、実際のトンネルの挙動に対して以下の点を明らかにするため、第3章において提示した2つの事例、すなわち、事例G (3.3.2.3 参照)³⁾ および事例E (3.3.2.1 参照)について、7.1および第4章の除荷実験の結果を踏まえて、2次元 FEM によるシミュレーションを試みた。

- 1) 地山の物性（地山剛性と側圧係数 K_0 ）
- 2) 覆工－地山の接触条件
- 3) 切土の3次元効果

7. 2 パラメトリック解析

7. 2. 1 解析概要

ここでは、上部切土による影響を評価するため、

- 1) 切土幅 B
- 2) 覆工の有無・剛性（覆工厚 t ）
- 3) 覆工と地山の接触条件
- 4) 地山剛性（除荷時の変形係数 D ）
- 5) 地山の側圧係数 K_0

を各々パラメータとして2次元 FEM を行い、トンネルの内空変位に着目して整理する。さらに、第3章（表 3.3.1）で示した収集事例のうち横断方向の切土形状が「平坦」のものを選び、解析結果との比較を行う。

(1) 解析モデル

解析で想定するトンネルは、図7.2.1の新幹線断面である。

図7.2.2に解析モデルを示す。切土の形状は表3.3.1における「平坦」を想定し、図に示すように、トンネル直上にある幅 B 、高さ H の左右対称の平坦な台地を水平に切り取る形状とした。なお、初期土被り $H=40\text{m}$ 、切土高さ $\Delta H=30\text{m}$ 、残存土被り $h=10\text{m}$ とした。また、解析領域は、解析モデル境界の影響が及ばない範囲を設定することとし、切土幅 B を基準として水平方向 $5B$ 、鉛直方向 $3B$ とした。

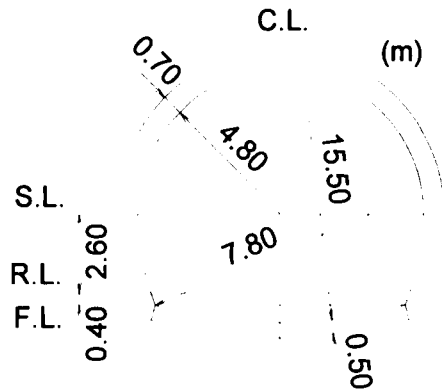


図 7.2.1 解析に用いるトンネル断面（新幹線標準断面）

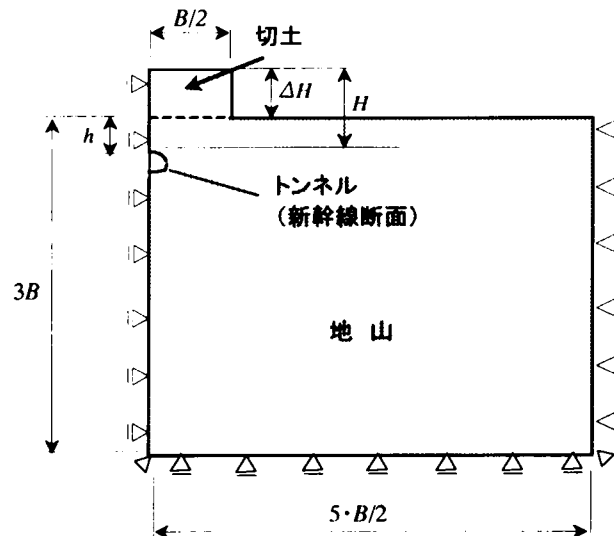


図 7.2.2 解析モデルの概要

(2) 解析パラメータと入力物性値

解析パラメータは、表7.2.1に示すように、1) トンネルタイプ（覆工の有無、地山との接触条件）、2) 切土幅 B 、3) 地山剛性（除荷時変形係数 D ）、4) 地山側圧係数 K_0 とした。

1) のトンネルタイプについては、覆工の有無および地山との接触条件により次の3タイプを想定した。

- ・ 覆工なし（無普請）（Type I）
- ・ 地山と一体で挙動する覆工（Type II）

・地山との間に引張力が伝達しない覆工 (Type III)

なお、トンネルは地圧を受けてない健全な構造であることを前提とし、覆工にはトンネル掘削時の地山解放応力を負担させない。覆工とインバートは無筋の場所打ちコンクリートとし、梁要素によってモデル化し、覆工厚 $t=0.7\text{m}$ 、インバート厚 $t=0.5\text{m}$ 、コンクリートの弾性係数 $E_c=20,000\text{MPa}$ とした。Type IIIにおける覆工部分には、地山との接触条件として、過度な引張応力やせん断応力が作用した場合に分離、スライドするようにジョイント要素を設けた。ジョイント要素の引張強度については $1.0 \times 10^{-7}\text{MPa}$ とし、せん断強度については表7.2.2に示すとおりである。また、ジョイント要素の垂直剛性率 K_n は地山の变形係数と同等とし、水平剛性率 K_s は垂直剛性率の1/10とした。

2) の切土幅 B については、 $B=1d \sim 16d$ の範囲とした。

3) の地山剛性については、土砂、軟岩、硬岩を想定して、变形係数 $D=50\text{MPa}$, 500MPa , $5,000\text{MPa}$ の3とおりを考えた。なお、地盤は線形材料の平面要素でモデル化し、単位体積重量 $\gamma_t=20\text{kN/m}^3$ 、ポアソン比 $\nu=0.3$ としている。

4) の地山の側圧係数 K_0 については、比較的土被りの浅い地山内における初期地圧計測などの実績^{6), 7)}を勘案し、 $K_0=0.5$ に加えて $K_0=1.0$ も想定した。

さらに、表7.2.1の□で示したように、Type I のトンネルで切土幅 $B=1d \sim 16d$ 、地山变形係数 $D=500\text{MPa}$ 、地山の側圧係数 $K_0=0.5$ のケースを「基本ケース」とする。

表 7.2.1 解析パラメータ

トンネルのタイプ (覆工の有無, 地山との接触条件)	切土幅 B	地山の 変形係数 D (MPa)	地山の 側圧係数 K_0
Type I : 覆工なし (無普請)	1d	50 500 5000	0.5 1.0
Type II : 地山と一体の覆工	2d		
Type III : 地山と一体でない覆工	4d		
	8d		
	16d		

注) □ は基本ケースを示す。d : トンネル幅

表 7.2.2 type IIIにおけるジョイント要素の力学特性

変形係数 D (MPa)	引張強度 σ_t (MPa)	粘着力 c (MPa)	内部摩擦角 ϕ°
50	1.0×10^{-7}	0.07	35
500		0.5	40
5,000		4	45

注) 変形係数は地山に同じ。c, ϕ は文献⁸⁾より設定。

7. 2. 2 解析結果

図 7.2.3 は、切土後のトンネルの水平内空変位 u_h 、鉛直内空変位 u_v と切土幅比 $B/2(h+d)$ との関係を示す。地山変形係数 ($D=50\text{MPa}$, 500MPa , $5,000\text{MPa}$) 毎に示したものである。各図において、トンネルの Type I ◆, Type II ■, Type III △ に分けて各々示している。また、図 7.2.4 は、図 7.2.3 の $D=500\text{MPa}$ の結果に、 $K_0=1$ の結果を併記したものである。

図 7.2.3 および図 7.2.4 より、まず切土幅比 $B/2(h+d)$ による変形の特徴を整理し、次にトンネルタイプ別の挙動の差異、地山剛性、地山初期応力による影響について順次示す。

なお、以下の議論では、基本ケースを中心に各パラメータの影響を検討する。

(1) 切土幅 B (切土幅比 $B/2(h+d)$) の影響 (Type II)

基本ケース (Type II, $D=500\text{MPa}$) に着目すると、トンネルの変形モードは $B/2(h+d)=0.5$ を境として異なることが分かる。すなわち、水平内空変位 u_h は、 $B/2(h+d)=0.5$ (切土幅 $B=20\text{m}$) で縮小側のピーク値をとり、 0.5 を超えると縮小挙動が漸減する。一方鉛直内空変位 u_v は、水平内空変位 u_h とは逆に $B/2(h+d)=0.5$ 程度で拡大側のピーク値をとり、 0.5 を超えると拡大挙動が漸減する。

このように、内空変位が $B/2(h+d)=0.5$ 程度で最大になるのは、ある幅の上部地山を削り取ると、鉛直圧は減少するのに対して、側圧成分はそれほど減少しないため、相対的に側圧成分の割合が大きくなることに起因するものと考えられる。このことは、切土がトンネル直上で局所的に行われる場合の方が、切土幅が大きい場合よりも、トンネルへの影響が大きくなる可能性があることを示している。

(2) 覆工の有無の影響 (Type I)

Type I (無普請の空洞) に着目すると、水平内空変位 u_h は、 $B/2(h+d)=0.5$ で縮小側のピーク値 (縮小) をとるが、 $B/2(h+d)=0.5$ を超えると縮小傾向が急激に減少し、 $B/2(h+d)=2$ を超えると拡大に転じることが分かる。一方、鉛直内空変位 u_v は、 $B/2(h+d)=0.5$ 程度まで急増しその後も漸増する傾向にある。

このように、無普請の場合は、上部の広い範囲を切土すると、内空断面が一律拡大の挙動をとる可能性があることが確認された。

(3) 覆工と地山の接触条件の影響 (Type III)

覆工と地山の間にジョイント要素をモデル化した Type III に着目すると、Type II に比較して全体的に変形の程度が軽減されることが分かる。特に鉛直方向の挙動は非常に小さくなった。

一般に山岳工法の覆工の場合には、地山と覆工の間が必ずしも一体になっていないと考えられることから、このような挙動はより現実に近いものと考えられる。

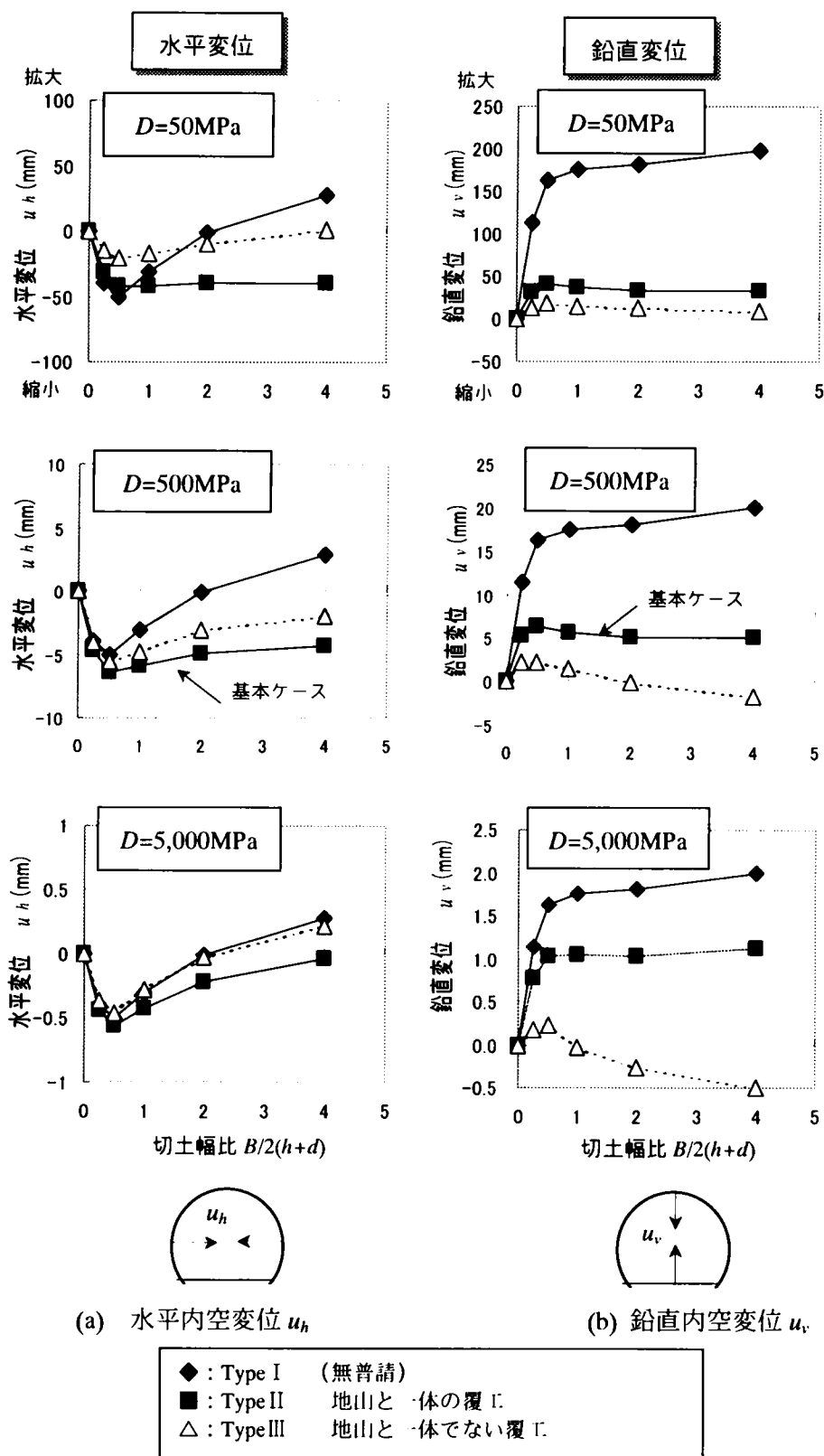


図 7.23 地山変形係数 D 、覆工 Type I ~ III 毎の内空変位 u (水平方向・鉛直方向) と切土幅比 $B/2(h+d)$ との関係

(4) 地山剛性 (変形係数 D) の影響

図 7.2.3 において、基本ケースである $D = 500\text{MPa}$ に対して、 $D = 50\text{MPa}$, $5,000\text{MPa}$ の場合に着目する。 D の大きさにほぼ比例して内空変位が生じることが確認でき、地山が軟かい (覆工剛性が相対的に大) ほど覆工による変位抑制の効果が大きく、逆に地山が硬い (覆工剛性が相対的に小) ほど覆工による変位抑制の効果が小さいことが分かる。

このことは、地山が硬くなると、上部切土によるトンネルの変形は地山の変形によって決まるので、例えば内巻のように覆工剛性を多少増すことによるトンネルの補強を行っても、対策効果は期待できないことを示している。

(5) 地山の側圧係数 K_0 の影響

図 7.2.4 において、側圧係数 $K_0 = 1$ の場合に注目すると、水平変位は $B/2(h+d) = 0.5$ での縮小のピーク値がそれほど低下しないことが分かる。

このことは、水平応力が卓越する初期地圧を受けている地山では、幅の広い切土を行っても側圧成分があまり減少しないので、トンネルは縦長に変形する可能性があることを示している。

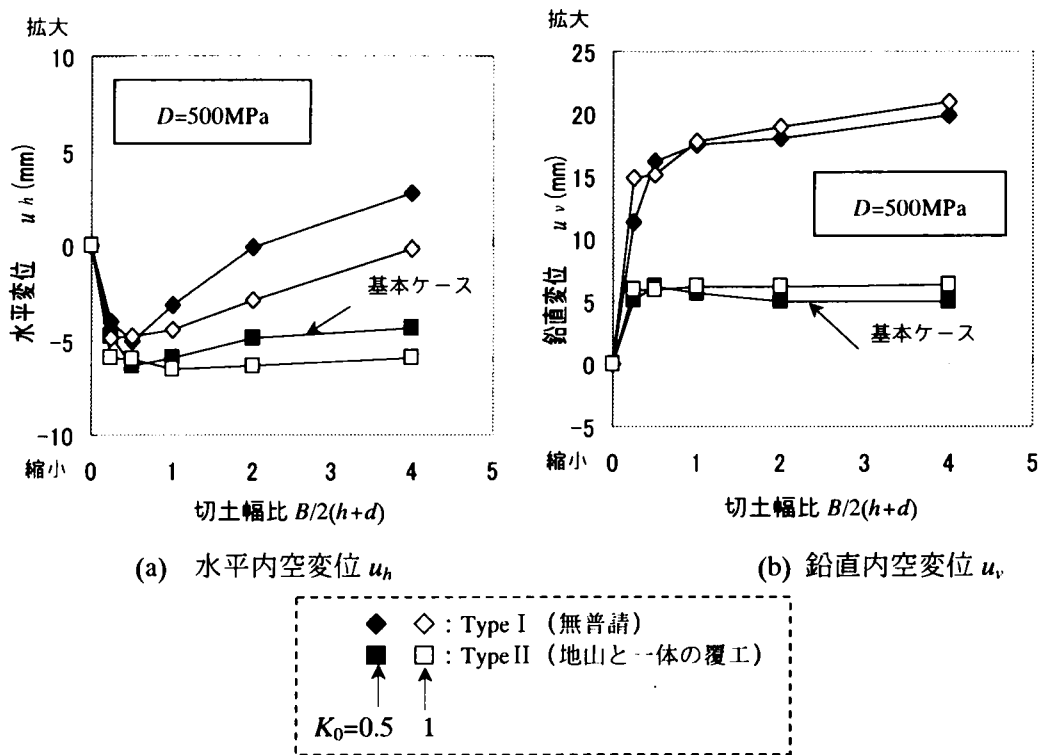


図 7.2.4 地山側圧係数 K_0 毎の内空変位 u (水平方向・鉛直方向) と切土幅比 $B/2(h+d)$ との関係 ($E=500\text{MPa}$)

7. 2. 3 実測値との対比

図7.2.5は、解析結果を施工実測における実測値と比較するため、横軸に切土幅比 $B/2(h+d)$ をとり、縦軸に下式により定義する「単位内空変位率 α 」をとり、その関係を示したものである。

$$\alpha = (u/d / \Delta H) \cdot D$$

ここに、 u/d ：内空変位率

ΔH ：切土高さ(m)

D ：地山変形係数(MPa)

図中に実線と点線で示したものが各々Type I（無普請）とType II（地山と一体の覆工）の解析値であり、○印で示したものが実測値である。なお、実測値における D の値は、各トンネル付近の深度で行われた原位置試験（孔内水平載荷試験）や岩石試験（三軸圧縮試験、PS検層など）から得られた除荷時における値をできるだけ採用した。

解析値を実測値と比較すると、鉛直方向の単位内空変位率 α_v については、実測値のほとんどの値が0.01より小さい値であるのに対して、解析値はそれよりかなり大きな値となっている。しかし、水平方向の単位内空変位率 α_h については、解析値は実測値に近い結果となっている。

鉛直変位率 α_v の解析値が実測値より大きな値になっているのは、実際の覆工では、地山と覆工が密着していても地山から覆工に引張力は伝達されず、また、せん断力も覆工表面の凹凸などの条件によって十分に伝達されないためであると推定される。すなわち、覆工と地山との間にジョイント要素をモデル化するModel IIIが、実測値をよりよく表現できるものと考えられる。

水平変位率 α_h の解析値は、全体的に実測値にほどよく一致したことから、解析結果は実際の変形挙動をある程度表現できているものと考えられる。ただし、計測値にはバラツキがあり、詳細に議論を行うためには個々の事例を更に細かく分析する必要がある。なお、実測値には、切土幅が大きいものであっても水平変位率 α_h が顕著に縮小する例が見られる。その原因には、先の解析結果も勘案すれば、当該地山の側圧係数 K_0 が大きいことなどが考えられる。

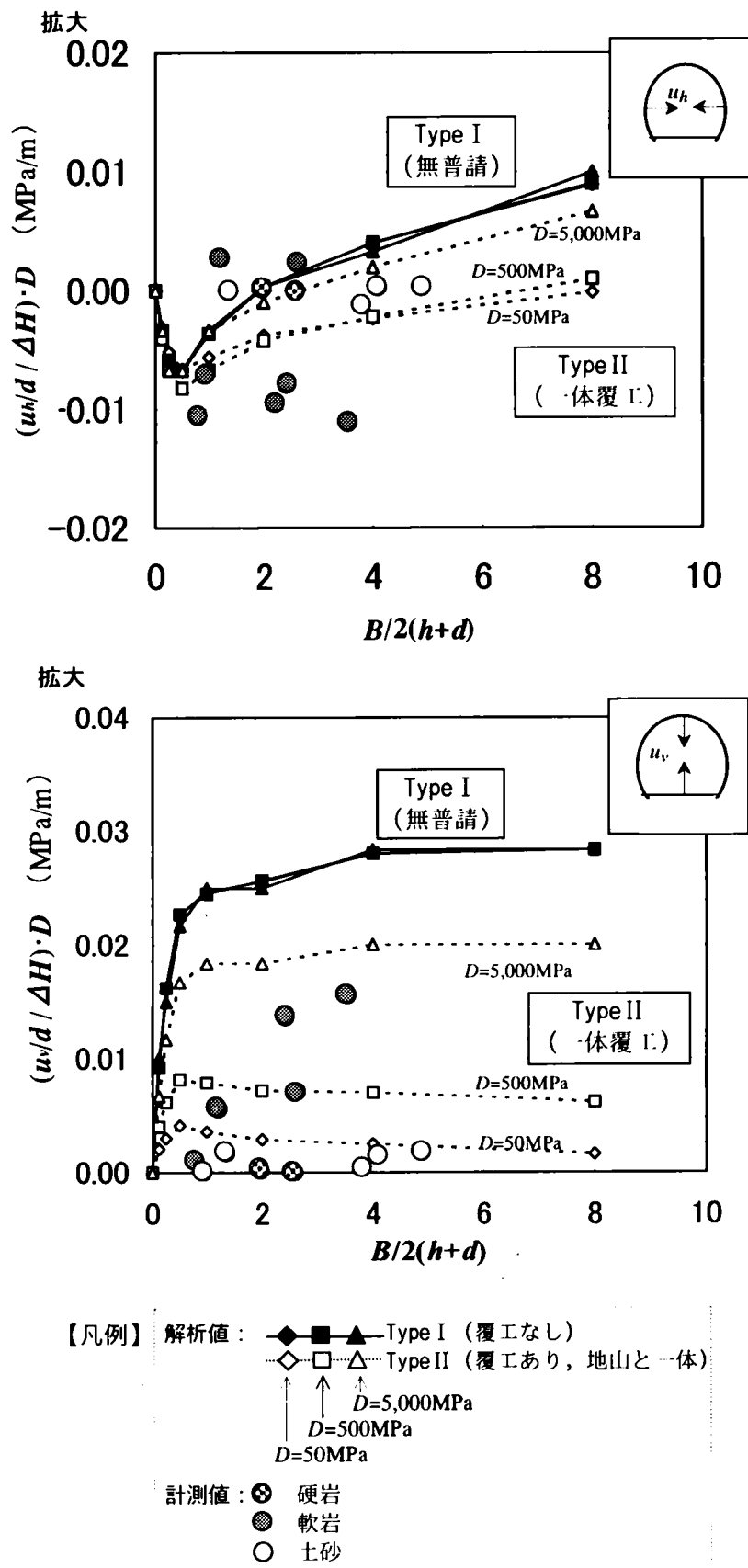


図 7.2.5 実測と解析の比較 (単位内空変位率 $\alpha=(u/d / \Delta H) \cdot D$)

7. 2. 4 考察

上部切土について、①切土幅、②覆工剛性、③地山剛性、④覆工・地山間の接触条件、⑤初期地圧条件 (K_0) をパラメータとし、2次元FEMによる比較解析を行って各要因による影響の特質を整理し、さらに施工実績と比較を行い、解析におけるモデル化の方法を検討した。

その結果以下の知見が得られた。

(1) 上部切土に関するパラメトリック解析より、次の知見が得られた。

- ① トンネルは全体的に縦長に変形（水平方向に縮小、鉛直方向に拡大）するが、変位のピークは $B/2(h+d)=0.5$ 付近の場合である。すなわち、トンネル直上部の比較的局所的な切土の方が、切土幅が大きい場合よりトンネルへの影響が大きくなる可能性がある。
- ② 無普請の場合は、広い範囲（解析では $B/2(h+d) \geq 2$ ）を切土すると、内空断面は一律拡大する。
- ③ 覆工と地山の間にジョイント要素をモデル化すると、覆工と地山が一体の場合に比較して全体的に変位が抑制され、特に鉛直方向の拡大挙動が抑えられる。
- ④ 地山が軟らかいほど変形も大きくなるが、地山が軟かい（相対的に覆工剛性が大）と覆工の剛性による変位抑制効果を期待できるが、地山が硬い（相対的に覆工剛性が小）とその効果を期待できない。
- ⑤ 水平方向の初期地圧が卓越する地山では、広い範囲の切土を行っても縦長に大きく変形する可能性がある。

(2) この解析結果を「3. 2 上部切土の実績分析」における実測結果と比較することにより、次の知見が得られた。

- ① 水平変位は、実測値の範囲とほぼ同程度の大きさであり、比較的良く実測値を表現できる。
- ② 鉛直変位は、地山と一体の覆工の場合には多くの場合に実測値より過大になる。すなわち、覆工と地山の間にジョイント要素をモデル化の方が実際に良く表現できる。
- ③ 切土幅が広い場合で水平変位が顕著に縮小する事例については、 K_0 を大きく設定することによりその挙動を表現できる。
- ④ トンネルが拡大する事例については、切土幅が広い場合に対してはその挙動を表現できる。なお、幅が狭い場合に対しては、既にトンネルに地圧が作用している場合などについて検討する必要がある。

7.3 計測実績のシミュレーション

ここでは、第4章の除荷模型実験の結果と7.2で示した知見を踏まえて、3.2.2で示した事例G³⁾および事例Eについて、2次元FEMによるシミュレーションを行った結果を示す。

7.3.1 事例Gの解析

(1) 解析概要

事例Gでは、以下の点を考慮した解析を行った。

- ①トンネル横断方向の解析：2次元FEMにより、切土の三次元的広がりの影響、覆工・地山間の接触条件の影響を考慮する。
- ②トンネル縦断方向の解析：①をもとに弾性床上の梁モデルにより縦断方向のトンネルの隆起分布を表現する。

以下にそれぞれの解析方法と解析結果および計測結果を示す。

(2) 解析モデル

1) 横断方向解析

図7.3.1に解析モデル図を示す。この解析断面は、切土高さの平面的な分布状態から、切土量が最大になるように設定した。鉛直方向の解析領域は、各切土ステップ i （1次～5次切土）における切土幅 B_i のとき、各ステップでの掘削底面からの深さが $z_i \geq B_i$ になるように設定した。

表7.3.1に地山の入力物性値を示す。地山の入力物性値のうち変形係数 D については、トンネルレベルの深さまで行ったボーリング孔内において、トンネルのF.L.付近を中心とした数カ所において繰返し水平載荷試験を行い、地山の初期応力レベルに相当する除荷側の変形係数 D を求めた（ $D=1,580\text{MPa}$ ）。なお、ポアソン比 $\nu=0.35$ とした。

トンネルと地山との間には接触状態を再現するため、トンネル半径方向に接触要素をモデル化して地山からの圧縮荷重のみを覆工に作用させるようにした。

また、モデルの奥行き方向の効果を考慮するため、Case2において以下のような手順によりブーシネスクの応力分散式³⁾を用いて切土部の地山重量を低減した。

- ① 解析断面を幅 b のブロックに分割する（図7.3.2(a)）
- ② 幅 b の範囲について、等分布帯状荷重として深さ z における地中鉛直応力 σ_z を求める。
- ③ 幅 b を2等分し解析断面を境に2分割（奥行き L_1, L_2 ）したときの4つのブロックに対して、それぞれ等分布長方形荷重が作用するとして、各々の地中鉛直応力 σ_z' を求め、これらを平均した $\overline{\sigma_z'}$ を求める（図7.3.2(b), (c)）。
- ④ 解析に用いる幅 b の範囲における切土部の単位体積重量 γ_t' は、 $\gamma_t' = \gamma_t \cdot (\overline{\sigma_z'} / \sigma_z)$ により算出する。

2) 縦断方向解析

トンネル縦断方向の解析は、弾性床上の梁モデルにより解析を行った。トンネル横断方向解析により得られた横断解析位置（No.7+15m）のトンネル路盤の鉛直変位に縦断方向解析値を合わせトンネル縦断方向の変位分布を予測した。

なお、解析に用いた地盤反力ばねは、孔内水平載荷試験で得られた地山変形係数の深度に伴う増加傾向を考慮し設定した、

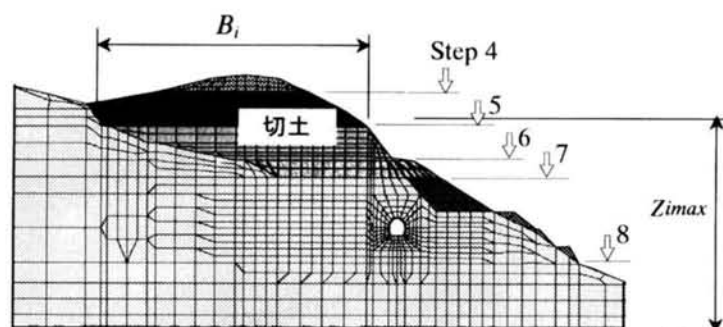


図 7.3.1 横断解析モデル

表 7.3.1 解析ケースと地山の入力物性

	Case1 γ_t を低減しない場合	Case2 γ_t を低減する場合
単位体積重量 γ_t (kN/m ³)	25.7	25.7
切土部の単位体積重量 γ_t' (kN/m ³)	25.7	3.8~165
変形係数 D (MPa)	1580	1580
ポアソン比 ν	0.35	0.35

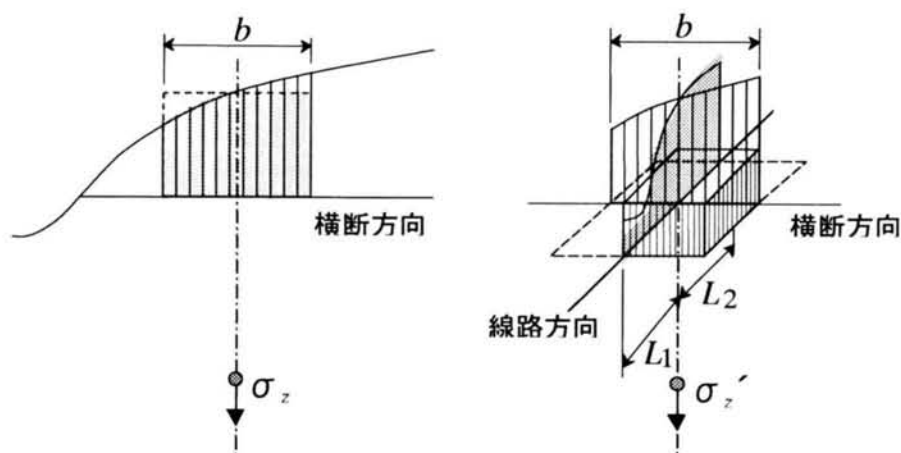


図 7.3.2 地山重量低減手法の概念 (Case2)

(3) 解析結果

1) 横断方向解析

路盤隆起の解析結果と No.8 断面の計測結果を図 7.3.3 に示す。路盤隆起は、奥行き方向の効果を考慮するために地山重量を低減した Case2 において、最大値 3.2mm となった。

内空変位の解析結果（水平測線）と No.7 断面と No.8 断面の計測結果（D 測線）を図 7.3.4 に示す。解析結果は、切土によりいったん僅かな拡大傾向を示した後に、最終的に 0.5mm の縮小挙動となった。

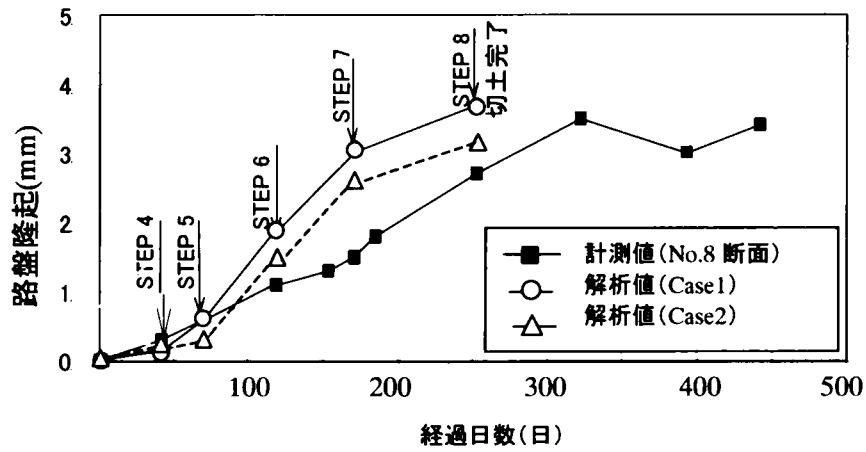


図 7.3.3 路盤隆起の経日変化（計測値との比較）

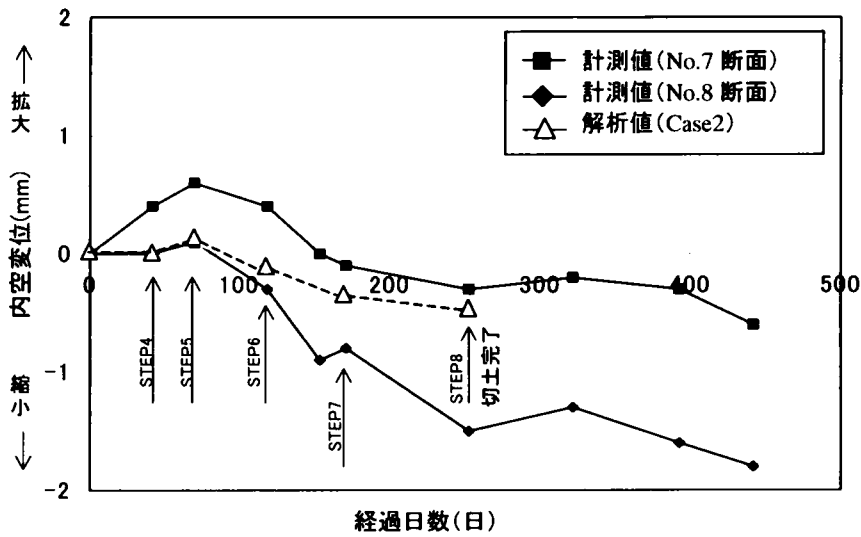


図 7.3.4 内空変位の経日変化（計測値との比較）

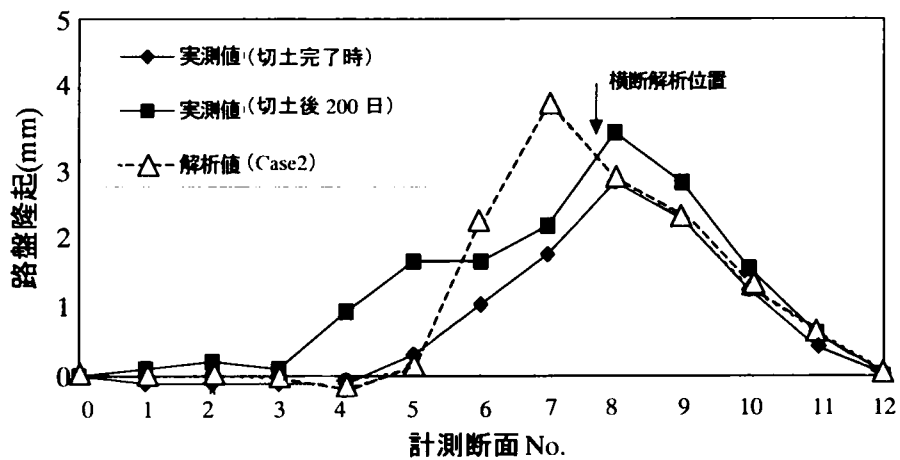


図 7.3.5 トンネル路盤隆起の縦断方向分布（計測値との比較）

2) 縦断方向解析

路盤隆起のトンネル縦断方向分布の解析値を計測値と併せて示すと、図 7.3.5 に示すとおりである。

(4) 計測値との比較

路盤隆起は、図 7.3.3 に示したように解析値で約 3mm となり、3次元効果を考慮することにより、実測値を比較的良くシミュレートできた。ただし、隆起の増加割合には実測値との間にやや差が生じた。これは、解析では地山を線形弾性体としてモデル化したが、実際には、地山の応力レベル、ひずみレベルの変化に依存した挙動やクリープ的な挙動が生じたためであると考えられる。

路盤隆起の縦断方向の解析値をみると、図 7.3.5 に示したように No.7 断面で最大となり、最大値の発生位置は計測結果と比べると 20m 程度のずれが生じたが、変位分布はほぼ一致した。

内空変位は、図 7.3.4 に示したように解析値は -0.5mm (縮小) であり、No.7 断面と No.8 断面の計測値に対して中間の値を示し、ほど良い一致を示した。また、解析の最終値は、No.8 断面の計測値に近い値となった。

(5) 考 察

事例 G のシミュレーションより、以下の知見が得られた。

1) トンネル横断方向の 2 次元 FEM では、次の①～④をモデル化することによりトンネルの路盤鉛直変位と内空変位挙動を表現できた。

- ① 鉛直方向の解析領域を、各切土ステップ i (1 次～5 次切土) における切土幅 B_i のとき、各ステップでの掘削底面からの深さが $z_i \geq B_i$ になるように設定する。
- ② 地山の縦断方向へのブーシネスクの応力分散式によって切土部の地山重量を低減させることにより、切土の 3 次元効果を表現する。
- ③ 地山の变形係数に、孔内載荷試験で得られた地山の初期応力レベルに応じた除荷時の变形係数を用いる。
- ④ 覆工・地山間に接触要素を設ける。

2) トンネル縦断方向の路盤鉛直変位分布は、トンネルを弾性床土上の梁としてモデル化し、横断方向の解析位置での隆起量が等しくなるように地山のばね定数を設定したモデルにより、簡易に予測できた。

この事例のように、比較的硬質な地山の場合は、地山と覆工のモデル化を適切に行えば、2次元線形 FEM でも実務上十分な予測が可能であることが示された。ただし、地山がさらに軟らかい場合は、地山の除荷時の非線形特性や時間依存性をモデル化する必要があると考えられる。

なお、上記 1) ①に示した鉛直方向の解析領域の設定方法については必ずしも一般化できるものではないが、切土による隆起挙動の影響深さに関する既往の研究例 (例えば文献⁵⁾) にも整合するものと思われる (1. 2. 2(2)参照)。

7.3.2 事例Eの解析

(1) 解析概要

この事例では、以下に示す点を考慮した2次元FEM線形弾性解析を行った。

- ①地山の変形係数 D は、PS 検層、精密三軸圧縮試験の結果から求めたひずみ依存曲線を用いて、想定されるひずみレベルに見合った除荷時の値を推定した。
- ②地山の側圧係数 K_0 は、岩盤地山であることを考慮して $K_0=0.5$ と $K_0=2$ を比較した。
- ③覆エー地山間のジョイント要素の影響を比較した。

なお、深さ方向の解析領域として、深くなるほど硬くなる均一な泥岩層が深部まで分布する地山を想定し、切土底面から $3B=900\text{m}$ (B 切土幅) の深さまで伸ばしている。

(2) 解析モデル

1) 地山物性値

当該箇所の変形係数を正確に推定するため、トンネル近傍の地表(切土後)からトンネル露盤下 $2d$ 程度までの深さ(切土底面より 35m)の調査ボーリングを行い、PS 検層、孔内水平載

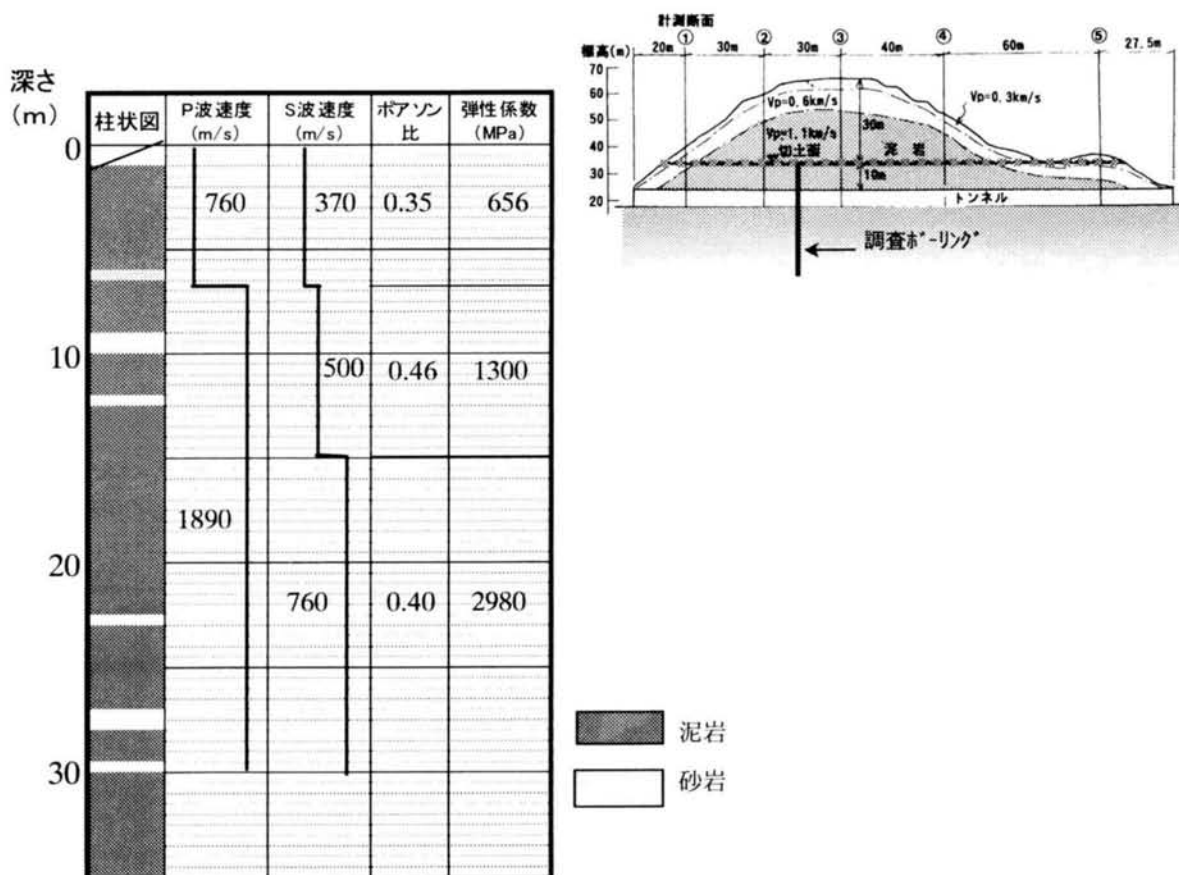


図 7.3.6 地質柱状図と PS 検層結果

荷試験，精密三軸圧縮試験を行った．地質は，砂岩薄層を挟有する泥岩層であることが確認されている（図 7.3.6）．

図 7.3.7 は，各深度で得られたコアを用いて行った精密三軸圧縮試験から求められる変形係数 D を PS 検層から求まる動弾性係数 E_d で除した値 D/E_d と，ひずみとの関係を示したものである．図中のひずみ依存曲線式には次式を用いている．

$$\text{載荷時} \quad D/E_d = 1/(1 + \varepsilon/0.001)$$

$$\text{除荷時} \quad D/E_d = 1/(1 + \varepsilon/0.0025)$$

ここに， D ：精密三軸圧縮試験から求まる変形係数

E_d ：PS 検層から求まる動弾性係数

ε ：載荷時 $\varepsilon = (\varepsilon_1 + \varepsilon_2)/2$ 除荷時 $\varepsilon = (\varepsilon_2 + \varepsilon_3)/2$

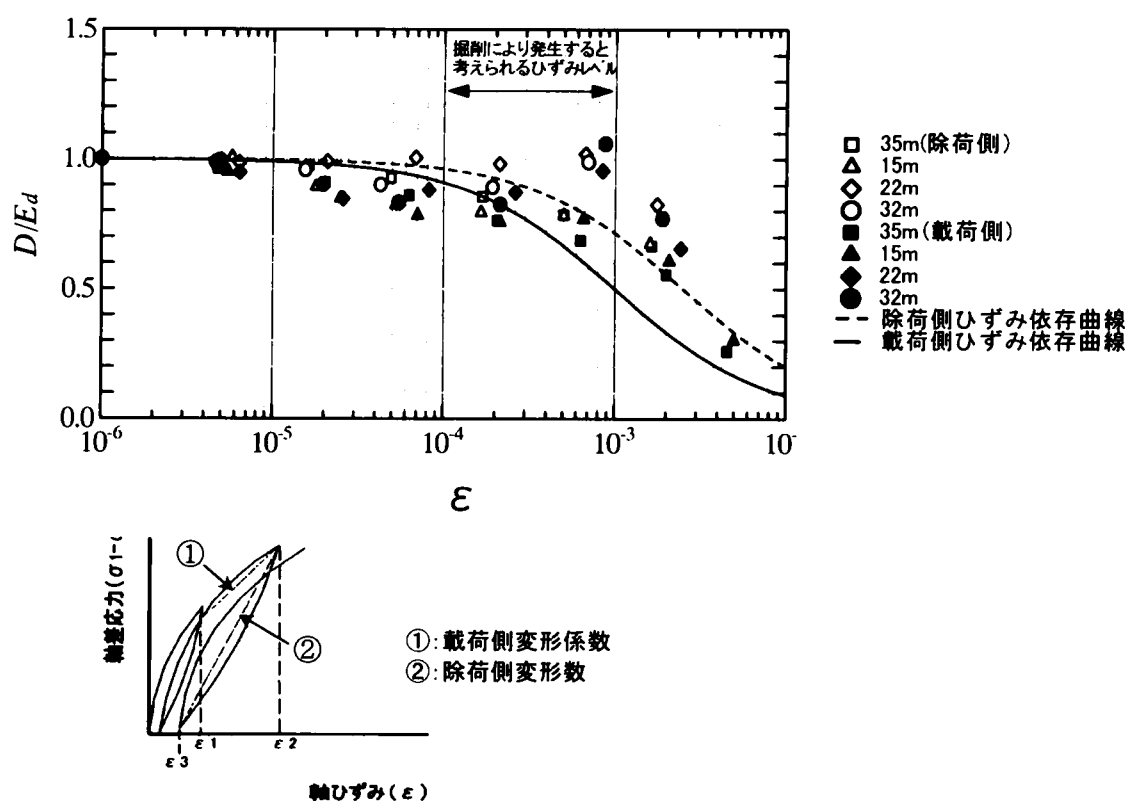


図 7.3.7 載荷側および除荷側の変形係数のひずみ依存分布図

ボーリングにより直接地質が確認されている深さは，切土底面から 35m までである．これ以深については，深くなるほど徐々に硬くなる泥岩層が分布するものと考え，この泥岩層に類似した新第三紀の泥岩層における深部ボーリングの結果数例を参考にし，深部も含む地山物性を，表 7.3.2 のように推定している．

2) 解析方法

図 7.3.8 に解析モデルを示す．

解析領域については，パラメトリック解析に準じて切土幅 B を基準に水平方向に $x=5 \cdot B/2$,

鉛直方向に $z=3B$ とした．この事例では $B/2=150\text{m}$ なので， $x=750\text{m}$ ， $z=900\text{m}$ になる．

このような広い範囲の地山状況を正しく設定することは難しいが，ここでは1)で示したように表 7.3.2 のように推定した地山物性を用いて解析を進めることにした．

トンネル覆工の物性は， $E=22,000\text{MPa}$ ， $\gamma=23.5\text{kN/m}^3$ とした．

このトンネルは健全な状態であったことから，解析では，トンネル覆工には地圧が作用していないものとした．

解析ケースは，表 7.3.3 のようである．

表 7.3.2 解析における地山の解析モデル

切上前の 深度(m)	変形係数 D (MPa)	ポアソン比 ν	単位堆積重量 γ (kN/m^3)
35	520	0.3	17.5
50	1,150	0.3	17.5
80	2,800	0.3	18.3
130	5,780	0.25	18.3
230	11,800	0.25	18.3
230	23,800	0.25	18.3

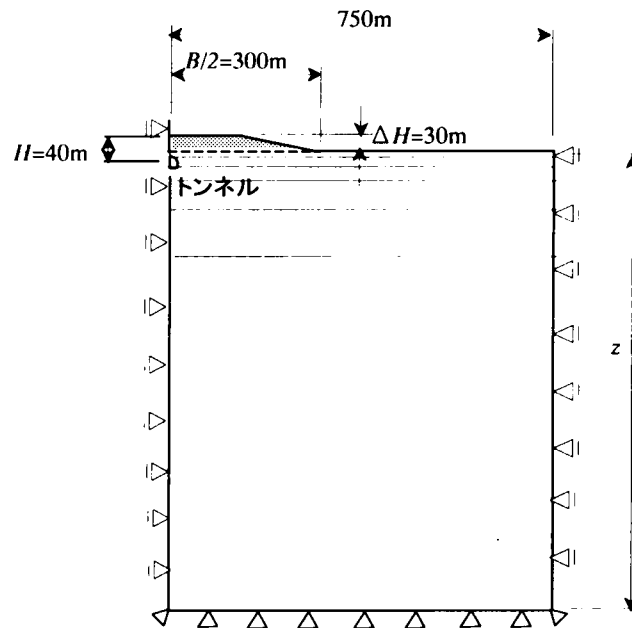


図 7.3.8 解析モデル図

表 7.3.3 解析ケース

Case	覆工と地山の接触条件	地山の K_0
1	地山と一体	$K_0=0.5$
2		$K_0=2.0$
3	ジョイント要素	$K_0=0.5$
4		$K_0=2.0$

(3) 解析結果と考察

図 7.3.9 は、(a)トンネル路盤部の隆起、(b)水平内空変位、(c)鉛直内空変位の変化について、解析値を実測値と各々比較したものである。左側の図は $K_0=0.5$ の場合、右側の図は $K_0=2.0$ の場合で、それぞれ、覆工と地山が一体の場合とジョイント要素で接する場合に分けて示している。

1) トンネル路盤部の隆起

図 7.3.9(a)より、路盤隆起量は、解析領域を $z=3B=900\text{m}$ と深くしたにもかかわらず、計測値の $2/3$ 程度の値 (17mm) であった。計測値より小さい値となった原因としては、トンネル以深の地山剛性を実際よりも硬く推定した可能性があること、実際には地山のひずみ依存の非線形挙動が生じたこと、実測値にはクリープ挙動の影響が含まれること、が考えられ、これらのことを勘案すれば、この解析により比較的良好に計測値を表現できたものと考えられる。

ちなみに、3.2.1 に示したように、深さ方向に $D=2,800\text{MPa}$ の地山が一律に分布する一次元状態を仮定すれば、切土による影響深さは 130m となる。

以上のことから、深さ方向の解析領域の設定にあたっては、次の点に留意する必要がある。

- ① 幅の広い切土の場合は、その切土範囲に応じて深くまで影響が及ぶ可能性があるため、路盤隆起を正確に予測するためには、トンネルより深い領域での地山物性を適切に把握する必要がある。
- ② とくに泥岩地山の場合は、一般に言われる $z=B$ よりも深い解析領域を設定の方が適切であると思われる。ただし、現実には、数百 m に及ぶ深さの地盤状態を直接想定することは困難なので、 $z=B$ 程度の解析領域を設定しておき、地山剛性を安全側にモデル化するなどの対応にならざるを得ないものと考えられる。

2) トンネルの内空変位

水平方向の内空変位については、図 7.3.9(b)より、 $K_0=0.5$ より $K_0=2.0$ の方が、また、ジョイント要素をモデル化しない場合の方が、縮小の挙動をよりよく表現できることが分かる。

鉛直方向の内空変位については、図 7.3.9(c)より、ジョイント要素をモデル化する場合の方が実測値に近いものの、変形をやや過小に評価する傾向にあるようである。

以上より、内空変位挙動については、次のように考えられる。

- ① 覆工が直接地山に接する矢板工法の覆工においては、覆工と地山間にジョイント要素をモデル化することにより、トンネルの変形を過小に評価する可能性がある。逆に覆工と地山を一体で解析すれば、トンネルの変形をやや過大に評価することになるが、トンネルに対しては安全側の予測結果が得られる。
- ② この事例においては、初期側圧係数を大きく設定（ここでは $K_0=2.0$ とした）することにより、水平方向への縮小挙動を適切にシミュレートできた。すなわち、軟岩あるいは硬岩地山において初期側圧係数がトンネル建設時の計測結果等からある程度推定できる場合には、その値を用いることによって、より適切な影響予測結果が得られるものと考えられる。

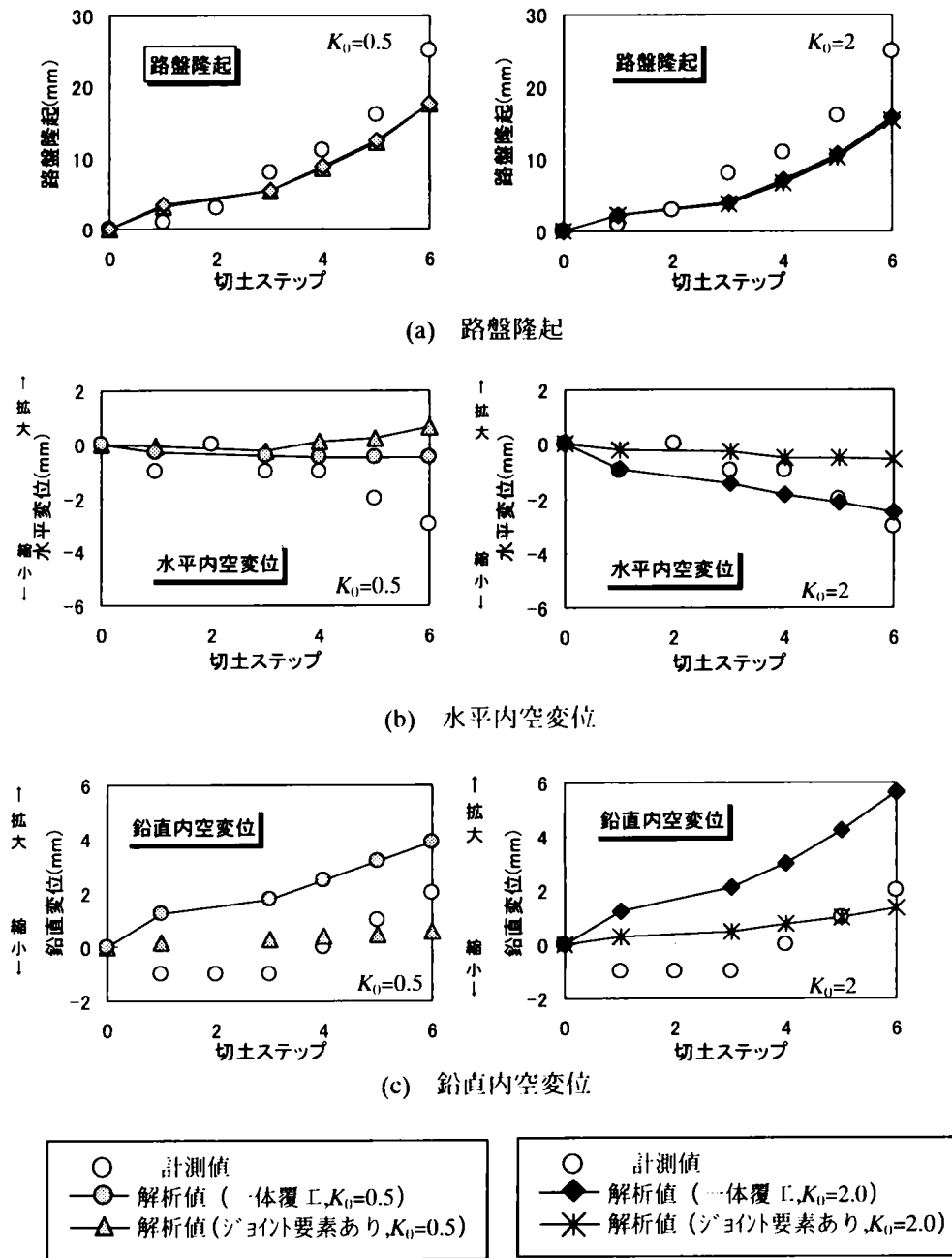


図 7.3.9 事例 E における解析結果の計測結果との比較 (路盤隆起、内空変位)

7. 4 まとめ

本章では、まず、上部切土によるトンネルの変形メカニズムの解明に資するため、①切土幅、②覆工剛性、③地山剛性、④覆工・地山間の接触条件、⑤初期地圧条件 (K_0) をパラメータとし、2次元FEMによるパラメトリック解析によって各要因による影響の特質を整理するとともに、その結果について第3章において整理した施工実績との比較を行った(7. 2)。さらに、第3章において取り上げた切土による影響事例Gおよび影響事例Eについて、2次元弾性FEMによるシミュレーションを行った(7. 3)。

これらの結果得られた知見を以下にまとめる。

(1) パラメトリック解析

1) 切土によるトンネルの変形挙動は、以下のような特徴がある。

- ① 比較的局所的な切土(解析では $B/2(h+d)=0.5$ 程度)の方が、切土幅が大きい場合より水平変位が大きい。
- ② 広い範囲を切土すると、無普請の場合などでは、水平方向にも拡大することがある。一方、水平方向の初期地圧が卓越する地山(例えば側圧係数 $K_0=1$)では、水平方向の比較的顕著な縮小を生じる可能性がある。
- ③ 地山が軟らかいほど変形も大きくなるが、覆工による変位の抑制効果は、地山が軟かいほど大きく、地山が硬いほど小さい。

2) 切土によるトンネルの影響解析にあたっては、覆工と地山の接触条件をモデル化する必要がある。覆工と地山の間にジョイント要素をモデル化することで、切土によるトンネルの変形挙動を良く表現できる。

(2) 影響事例のシミュレーション

更に、施工実績のFEMによるシミュレーションを行い、以下の成果が得られた。

- 1) 地山の変形係数は、精密三軸圧縮試験などによる除荷時の応力レベルに応じた値を用いる必要がある。
- 2) 切土の3次元効果を2次元FEMにより表現する方法として、既往の応力分散式によって切土部の地山重量を低減させる方法が有効である。
- 3) 浮き上がり量をFEMにより適切に求めるには、1)を考慮することに加えて、深さ方向の解析領域を適切に設定する必要がある。例えば事例Gや事例Eでは、各切土ステップ*i*における切土幅 B_i のとき、各ステップでの掘削底面からの深さが各々 $z_i=1B_i$, $z_i=2\sim 3B_i$ に設定することにより実測値を概ね表現できた。この方法は必ずしも一般化できるものではなく、今後も十分な議論が必要である。
- 4) トンネル縦断方向の路盤鉛直変位分布は、トンネルを弾性床上の梁としてモデル化し、横断方向の解析位置での隆起量が等しくなるように地山のばね定数を設定したモデルにより、簡易に予測できる。
- 5) 覆工の変形挙動を適切に予測するためには、次のことに注意する必要がある。

- ① 覆工と地山の接触条件として、覆工の状況に応じてジョイント要素をモデル化することが必ずしも適切でない場合がある。例えば、事例Eのような矢板工法の場所打ちコンクリート覆工は、地山と一体で挙動する状況に近いものと考えられる。すなわち、この場合にはジョイント要素をモデル化することにより、覆工の変形挙動を過小評価する可能性がある。
- ② 事例Eのような岩盤中のトンネルにおいては、側圧係数 $K_0 > 1$ を設定することが適切な場合がある。

本章では、第5章で提案した除荷時における地山の応力依存非線形挙動をモデル化して検討するには至らなかった。この手法を適用することにより、さらに予測精度が向上するものと考えられるが、この検討については引き続き実施することとし、今後の課題としたい。

【文 献（第7章）】

- 1) 小島芳之, 吉川和行, 重田佳幸, 木村英雄, 朝倉俊弘: トンネル上部の切土による影響事例の分析, 第11回岩の力学国内シンポジウム, 2002.1.
- 2) 小島芳之, 吉川和行, 重田佳幸, 土屋敬, 朝倉俊弘, 中川浩二: 上部地山の切土による既設トンネルの変形挙動, 材料, Vol.52, No.8, 2003.8.
- 3) 小島芳之, 朝倉俊弘, 岡野法之, 斎藤貴, 重田佳幸: 鉄道トンネル上部の切土工事の影響評価, トンネル工学研究発表会論文・報告集, Vol.8, 1998.10.
- 4) 鈴木音彦: 新版例題演習 土質工学, 東洋書店, 1977.4.
- 5) 寺田邦夫: 建物のリバウンド・セットの簡易計算方法の提案と観測施工, 土と基礎, Vol.42, No.7, 1999.7.
- 6) 土木学会: トンネルの地質調査と岩盤計測, 1983.7.
- 7) 松本嘉司, 西岡隆: トンネルの設計理論, 共立出版, p75, 1992.1.
- 8) 土屋敬: ロックボルト・吹き付けコンクリートトンネル工法の設計に関する研究, 鉄道技術研究報告, No.1342, 1987.2.

第8章 トンネルの変形メカニズムの考察

8.1 概説

本章では、第2章～第7章までに得られた知見をもとに、盛土および切土によって生じる地山およびトンネルの変形挙動に及ぼす影響要因を整理し、それらの要因の変形挙動への関わり方を考察する。

また、その結果を踏まえて、盛土および切土によるトンネルの変形メカニズムについて考察する。

8.2 盛土による変形メカニズム

(1) 影響要因とメカニズム考察上の仮定

トンネル上部の地表面に盛土のようなある広がりを持った载荷が行われると、トンネルはその载荷圧によって縦方向に潰れるような変形挙動を示す。その変形挙動は、一般に以下のような様々な影響要因に支配されている。

- 1) 盛土の規模・構造（高さ、盛土範囲（平面的な広がり）、軽量盛土の採用など）
- 2) 地形条件（初期土被り、もとの地形と盛土後の地形）
- 3) 地質条件（地質構造、変形・強度特性、初期応力）
- 4) トンネル構造（覆工構造、覆工・地山の密着状態、力学的健全度）
- 5) 盛土の施工法（施工順序など）

一般に山岳トンネルでは、起伏に富んだ地形上に様々な形態の盛土が行われ、トンネル周囲の地質条件が複雑（一般に深いほど硬くなるなど）で、トンネル覆工背面の空洞や巻厚不足などの初期欠陥や、地圧などの外力による変状が問題になることがある。そのため、トンネルの変形挙動を正確に予測するためには、このような状況を的確に把握する必要がある。

ここでは、これらの要因を全て考慮することは極めて複雑になるため、図 8.2.1 に示すように検討条件を単純化してトンネルの変形挙動を考察する。

- ① 盛土の平面的広がりとはトンネル軸に対して左右対称で軸方向に半無限の長さ。
盛土の断面形状は矩形（端部は鉛直、盛土面は平坦）。
- ② もとの地形は平坦。
- ③ 等方均質な単一層地山。変形特性は盛土による拘束圧・ひずみ依存の非線形性を考慮。
- ④ インバートを有する新幹線標準断面。
在来工法による無筋の場所打ちコンクリート覆工。
盛土前の覆工は健全。すなわち初期欠陥がなく地圧・水圧などの外力を受けていない。
- ⑤ 平面的に均等な巻出しが成される。

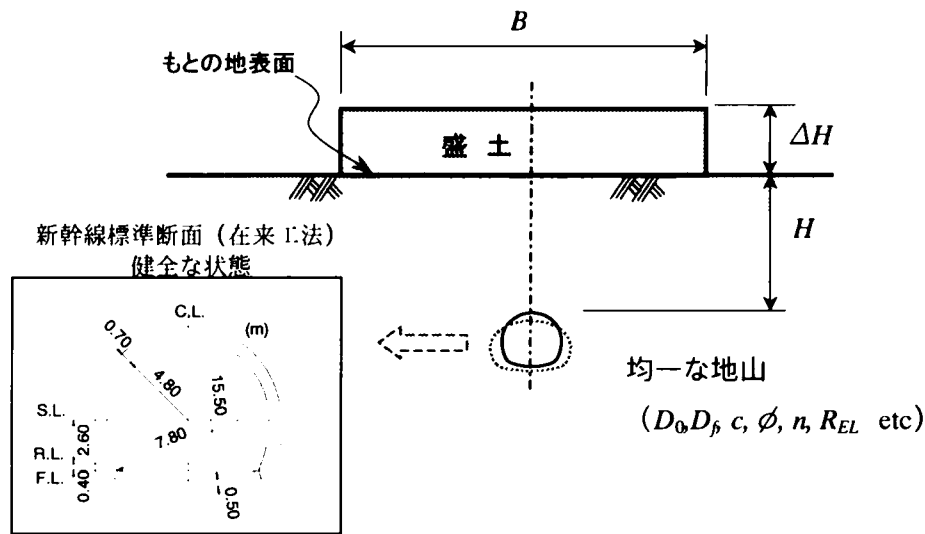


図 8.2.1 盛土による変形メカニズムの検討要因

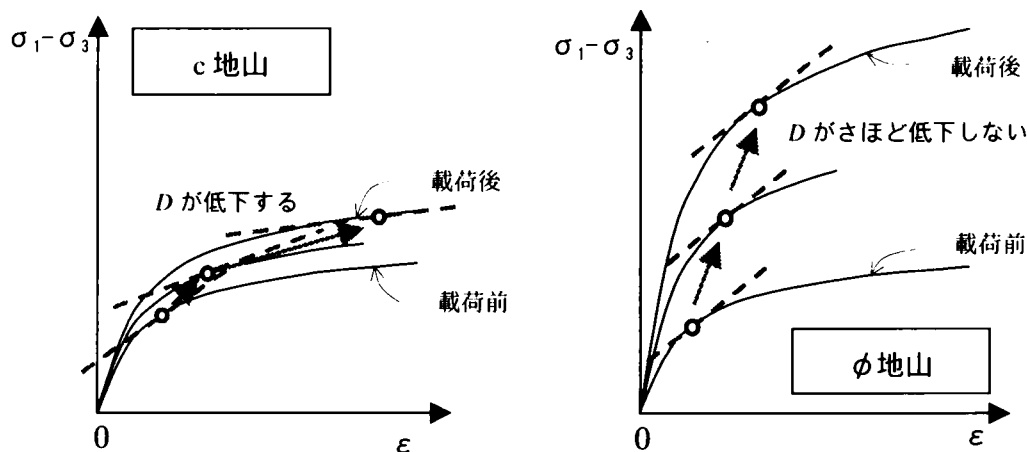
(2) 地山の変形メカニズム

第4章において示した载荷実験では、载荷幅 $B=3d, 1d$ で、トンネルの初期土被り $H=1d, 2d, 3d$ すなわち $B/H=3, 1.5, 1$ の範囲において、上部载荷による地山とトンネル覆工の変形挙動の相互作用を再現した。その結果より次のことが示された。

- ① 泥質地山を想定した M 地盤では、载荷圧を増やすと地盤剛性が急激に低下してひずみの進行が急増し、この非線形挙動は $B/H < 1$ において特に著しい
- ② 砂質地山を想定した S 地盤では、载荷圧を増やすと拘束圧の効果により地盤剛性が大きく低下しないため、ひずみはより線形的に増加する

いま、地山の非線形特性として、応力・ひずみ関係が拘束圧の大きさによってあまり変化しない場合 (c 地山) と拘束圧の大きさによって変化する場合 (ϕ 地山) の2つの場合を考える。

図 8.2.2 は、c 地山と ϕ 地山の各々の応力・ひずみ曲線図上に、ある深さにおける盛土前後の地中応力状態の変化を $\bigcirc \rightarrow \bigcirc \rightarrow \bigcirc$ で表したものである。この図に示すように、①c 地山では、载荷により地山剛性(変形係数 D) が著しく低下してひずみが増大するのに対し、② ϕ 地山では、载荷圧が増え拘束圧が増えると、地山剛性は顕著には低下せず見かけ上線形的な挙動になる。

図 8.2.2 载荷による地山応力状態と変形係数 D の変化 (模式図)

一方、図 8.2.3 は、上部盛土を行ったときの、盛土直下の地中応力 σ_g の深さ y 方向への分散を模式的に示したものである。図に示すように、盛土直下の地中応力 σ_g は、鉛直応力 σ_{g1} に比較して水平応力 σ_{g3} の深さ方向への減少が著しい。例えば図に示すように、 σ_{g3} が比較的大きい A 点と急激に低下する B 点を比較すると、A 点と B 点では側圧比が著しく異なる。一方、図 8.2.4 は、第 6 章における検討結果を踏まえて、地中ひずみの深さ方向への分布を模式的に示したものである。この図に示すように、ひずみあるいは拘束圧の変化によって非線形な変形特性を示す地山の変形挙動は、以下のようなものである。すなわち、

- ① $B/y > 2 \sim 3$ (浅い領域) では、拘束圧の効果が期待できるので、 ϕ 地山は見かけ上線形に近い挙動となりあまり地山剛性が低下しない。しかし、 c 地山は強い非線形な挙動を示すので、地山剛性が大きく低下する可能性がある。
- ② $B/y < 2 \sim 3$ (深い領域) では、拘束圧の効果があまり期待できないので、 ϕ 地山、 c 地山とも载荷によって地山剛性は低下する。ただし、更に深くなるほど応力分散により鉛直応力も減少するので、地山剛性の低下の度合いも少なくなる。

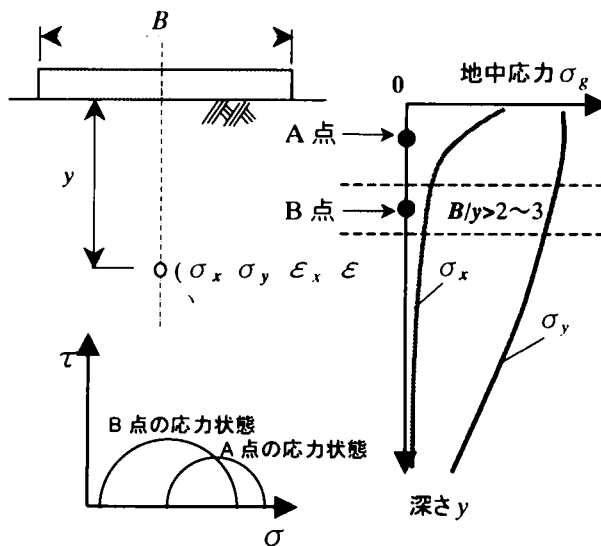


図 8.2.3 盛土による盛土直下の地中応力 σ_g の変化 (模式図)

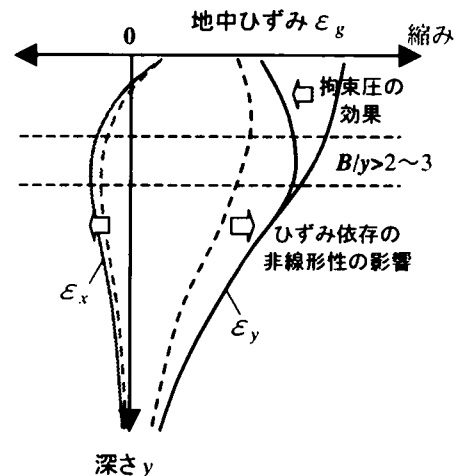


図 8.2.4 盛土による盛土直下の地中ひずみ ϵ_g の非線形挙動 (模式図)

(2) トンネルの変形メカニズム

1) 土被りと幅との関係 (B/H)

図 8.2.5 は、盛土を行ったときの、トンネル覆工の天端内面応力 σ_{in} と土被り H との関係を、第 6 章における検討結果を踏まえて各々模式的に示したものである。図に示すように、トンネル覆工に生じる応力状態は、土被りの浅い A 点よりも土被りの深い B 点の方が曲げ成分が卓越し、大きな引張り応力を受けることになる。盛土による覆工への影響の程度を引張り応力で規定するなら、トンネルは、B 点付近において最も大きな影響を受ける。

なお、図 8.2.6 は、第 6 章の比較解析で得られた限界盛土高 ΔH_a (図 6.3.1(a)) を、 B/H との

関係図上で整理したものである。この結果から見ると、深さによらず一定の地山物性を仮定するとき、限界盛土高 ΔH_a は、 B/H で正規化すれば、盛土幅 B の大きさ（ここでは $B=1d\sim 8d$ ）や初期土被り H の大きさ（ここでは $H=0.5d\sim 5d$ ）によらず概ね一定の値になることが確認できる。すなわち、覆工が最も大きな影響を受ける B 点の位置は、 $B/H=2\sim 3$ 程度の位置である。

なお、載荷除荷実験では、実験を行った $B/H=1\sim 3$ の範囲においては、 B/H が大きいほど覆工に生じる変位・断面力ともに大きく、 B/H が小さいほど曲げが卓越する挙動であった。 $B/H=1\sim 3$ という限られた範囲の中で見れば、第6章の解析結果は実験結果によく整合していることが分かる（図 8.2.7）。

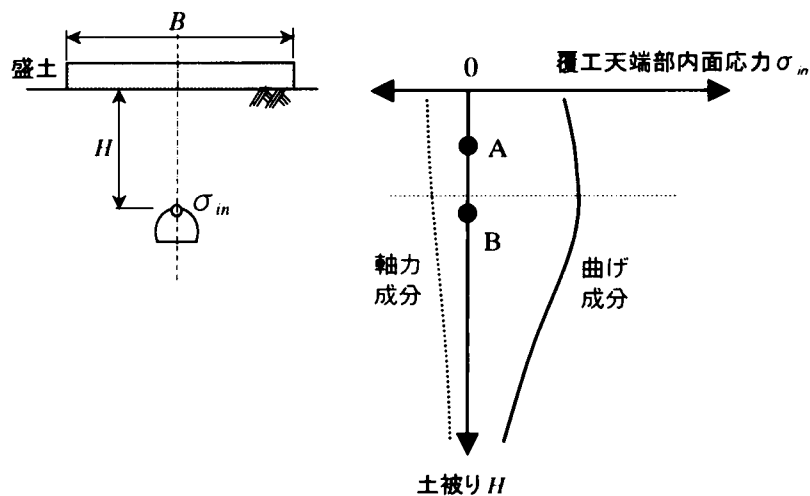


図 8.2.5 盛土による覆工天端部内面応力 σ_{in} の変化（模式図）

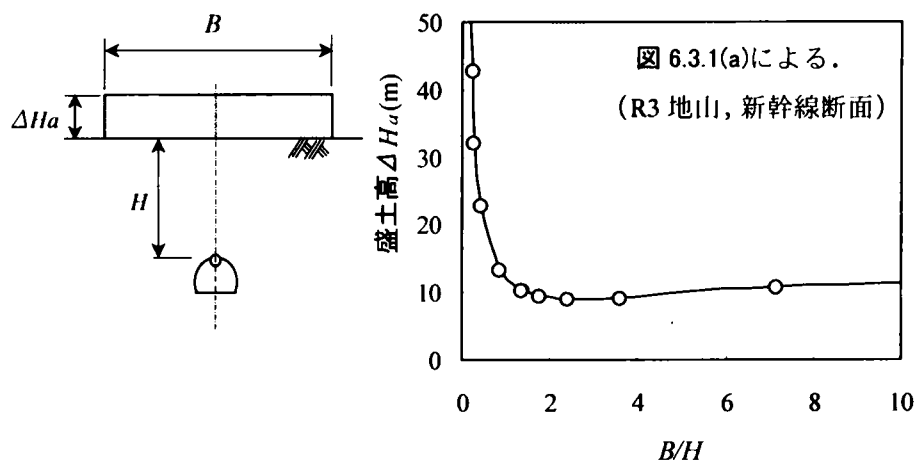


図 8.2.6 B/H と限界盛土高 ΔH_a との関係

2) 地山種別の影響 (c 地山と ϕ 地山)

第4章の載荷実験では、c 地山と ϕ 地山における覆工の変形挙動に関する知見として、以下のことが得られた。

- ① c 地山を想定した M 地盤では、断面力は載荷圧の増加により急増し、その挙動は土被り

が小さいほど著しい。载荷初期の段階では地盤剛性が大きいので断面力は全体に小さく、载荷圧が増えれば、地盤剛性が低下することによって覆工に応力が集中するとともに側圧比も増えるので、曲げとともに軸力成分も急増する。

- ② ϕ 地山を想定した S 地盤では、载荷圧を増やしても地盤剛性があまり低下しないので、変位や断面力は土被りの大小にかかわらずより線形的に増加する。

一方、このような挙動は、土被りが更に小さくなる ($B/H=2\sim3$ よりもさらに大きくなる) と、図 8.2.7 に示すように、拘束圧の効果がより大きくなるものと考えられる。すなわち、 $B/H > 2\sim3$ (浅い領域) では、c 地山は強い非線形な挙動を示し地山剛性が大きく低下するので、覆工への影響が更に大きくなる可能性がある。

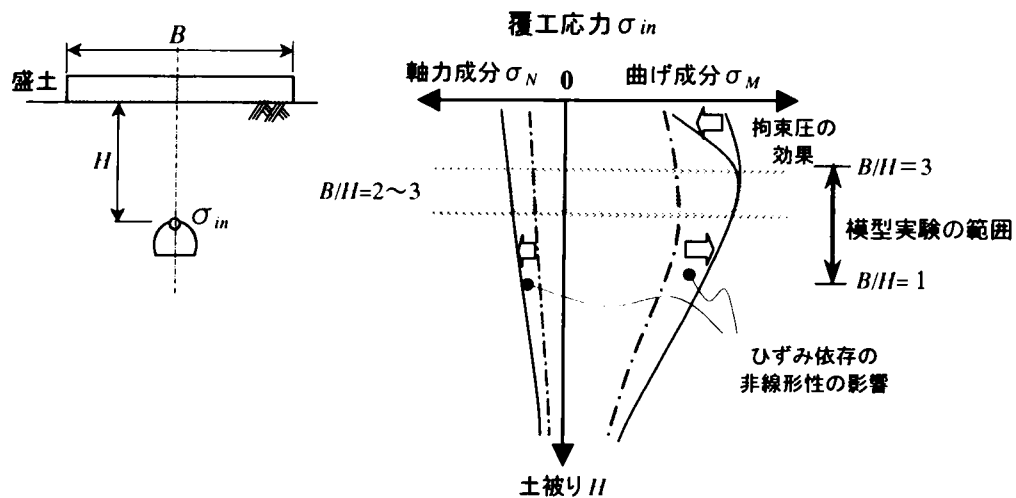


図 8.2.7 非線形性の強い地山における盛土による覆工応力の変化 (模式図)

3) 地山剛性の影響

第4章の载荷実験では、初期剛性の大きい c 地山と初期剛性の小さい ϕ 地山における覆工の変形挙動に関する知見として、以下のことが得られた。

- ① 初期剛性の大きい c 地山を想定した M 地盤では、曲げ成分が比較的小さく、軸力成分が卓越する軸力部材としての変形挙動となる。
- ② 初期剛性の小さい ϕ 地山を想定した S 地盤では、M 地盤に比べ初期剛性が小さいため、曲げ成分が卓越する変形挙動となる。

すなわち、地中応力の流れは、図 8.2.8 に示す(a)が M 地盤、(b)が S 地盤の挙動を示しているものと考えられ、その結果、上記の覆工の変形挙動が生じるものと考えられる。ただし、特に M 地盤においては地山剛性が载荷とともに大きく低下するので、载荷圧が増えれば(a)から(b)に近づくものと推察される。

さらに、図 8.2.9 に示すように、第6章における解析結果より、以下のことが分かる。

- ① $D_0 < 100\text{MPa}$ の軟質な地山では、覆工剛性が大きいほど覆工への影響を軽減できるのに対して、 $D_0 > 100\text{MPa}$ の山岳工法トンネルが一般的に適用される地山では、覆工剛性が大きい即ち覆工が厚いほど覆工への影響が逆に大きくなる。

- ② 一方、 $D_0 > 100\text{MPa}$ の場合には、覆工構造、覆工厚が同じであれば、覆工の内空変位と断面力は、地山の弾性係数にほぼ比例して変化する。すなわち、地山が硬い場合は、覆工は、空洞の弾性的変形に応じて挙動するに過ぎない。

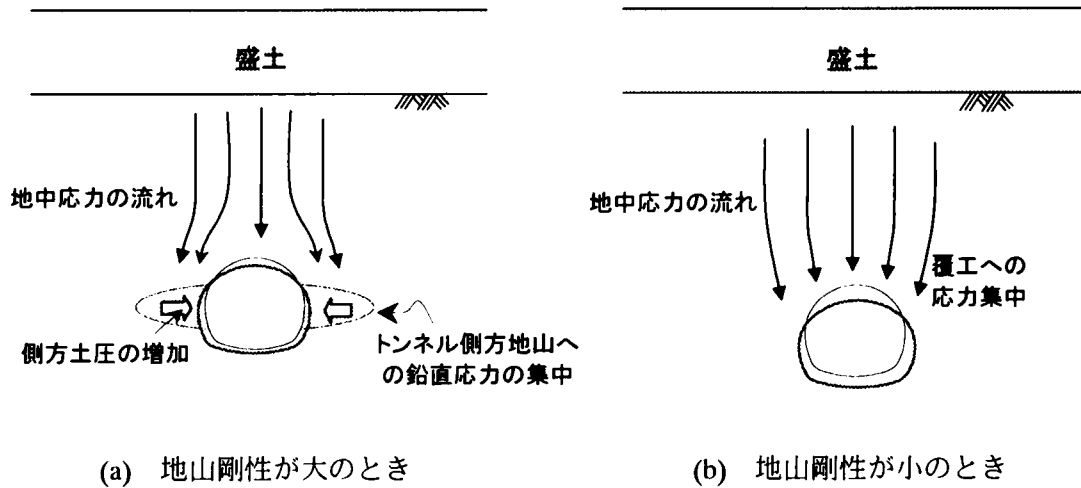
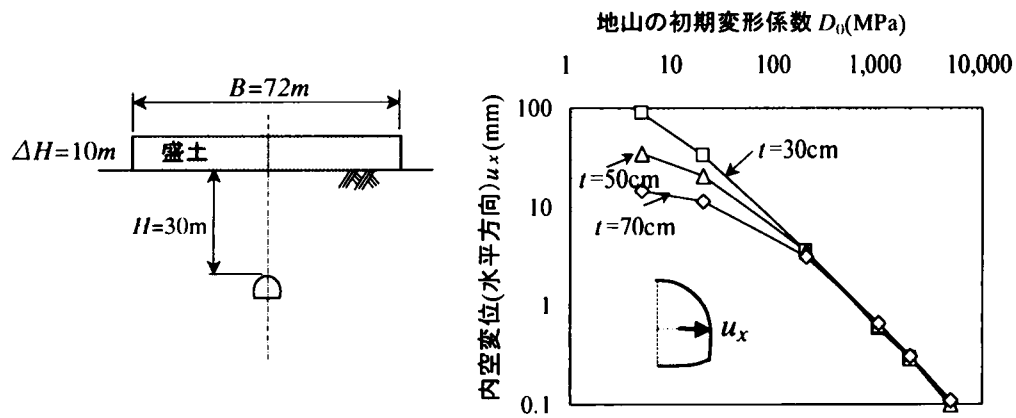


図 8.2.8 盛土によるトンネル周りの地中応力の流れ（模式図）



注) グラフは、図 6.3.6 を基に作成
(R3 地山, $H=30\text{m}$, $\Delta H=10\text{m}$, $B=72\text{m}$)

図 8.2.9 覆工厚 t 毎の地山変形係数 D_0 と内空変位（水平方向） u_x の関係

8.3 切土による変形メカニズム

(1) 影響要因とメカニズム考察上の仮定

トンネル上部の地表面にある広がりを持った切土が行われると、トンネルはその除荷圧に伴う地山の変形により影響を受ける。このようなトンネルの変形挙動は、8.2に示した盛土の場合と同様に、一般に以下のような様々な要因に支配されている。

- 1) 切土の規模（高さ、切土範囲（平面的な広がり））
- 2) 地形条件（初期土被り、もとの地形と切土後の地形）
- 3) 地質条件（地質構造、変形・強度特性、初期応力）
- 4) トンネル構造（覆工構造、覆工・地山の密着状態、力学的健全度）
- 5) 切土の施工法（施工順序など）

一般に山岳トンネルでは、起伏に富んだ地形上に様々な形態の切土が行われ、トンネル周囲の地質条件が複雑（一般に深いほど硬くなるなど）で、トンネル覆工背面の空洞や巻厚不足などの初期欠陥や、地圧などの外力による変状が問題になることがある。そのため、トンネルの変形挙動を正確に予測するためには、このような状況を的確に把握する必要がある。しかしながら、これらの要因を全て考慮することは極めて複雑になるため、ここでは、以下のように検討条件を単純化し、トンネルの変形挙動について考察する。

- ① 切土の平面的広がりは、トンネル軸に対して左右対称で軸方向に半無限の長さ。
- ② もとの地形は、鉛直な崖と平坦面からなる台地状の地形とし、この台地が切土される。
- ③ 等方均質な単一層地山。変形特性は切土による拘束圧・ひずみ依存の非線形性を考慮。
- ④ インバートを有する新幹線標準断面。

在来工法による無筋の場所打ちコンクリート覆工。

切土前の覆工は健全。すなわち初期欠陥がなく地圧・水圧などの外力を受けていない。

- ⑤ 平面的に均等な切取りが行われる。

すなわち、図 8.3.1 に示すような条件の場合を考える。

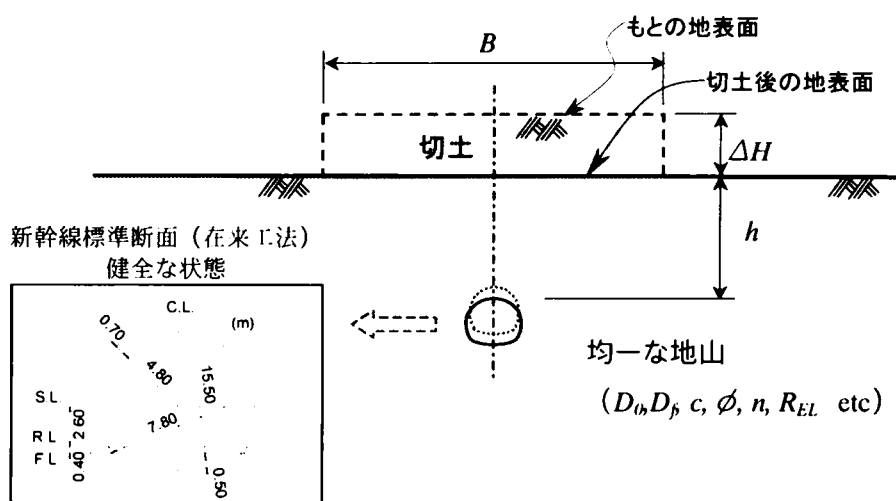


図 8.3.1 切土による変形メカニズムの検討要因

(2) 地山の変形メカニズム

第3章の実績分析、第6章の除荷実験より、上部切土により地山は隆起（リバウンド）するが、その挙動は一般に非線形な挙動を示すことが確認された。

いま、均質な線形弾性体の地山において広範囲な切土($B=\infty$ と見なせる切土)を行った場合、切土面からの深さ z_0 を基準にした地盤隆起 δ_g の分布を描くと、図8.3.2(a)の①に模式的に示すようになる。また、この地山の変形特性がひずみレベルまたは応力レベルに依存した非線形性を持ち、さらに時間に依存した非線形性を持つ場合には、それぞれの非線形成分は②、③のように表される。一方、ある幅 B の切土の場合には、2次元効果に伴う地中への応力分散により、図8.3.2(b)に模式的に示される①、②、③のような非線形挙動になるものと考えられる。なお、その他、地下水挙動の変化、体積変化、非弾性的な挙動（割れ目などの不連続面の影響）などの影響が考えられるが、この図ではその影響を考慮していない。

以上の関係を第3章の知見も加味して時間との関係において整理すると、図8.3.3のようになる。

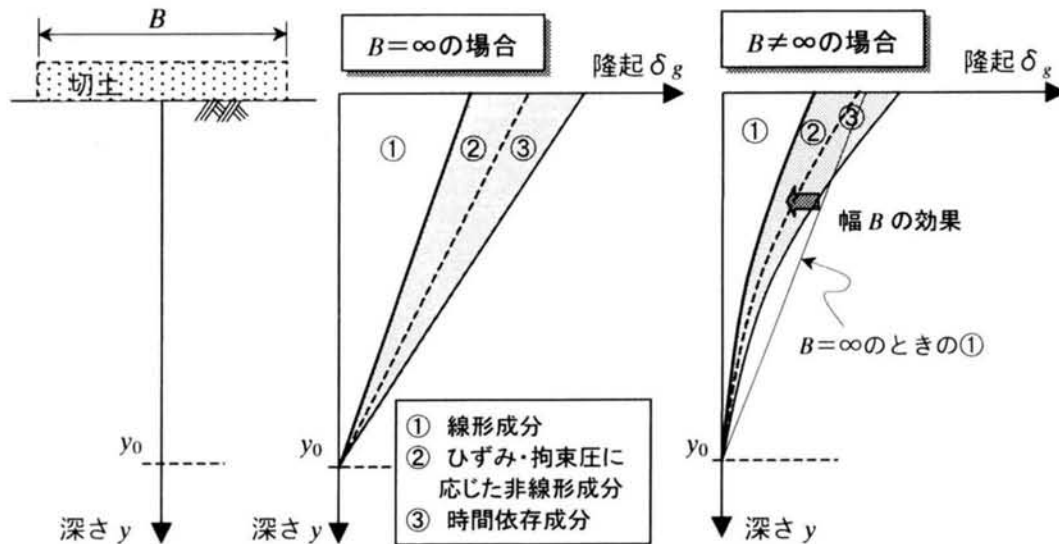


図 8.3.2 上部切土に伴う地盤隆起 δ_g （深さ y_0 を基準）の深さ方向分布の概念

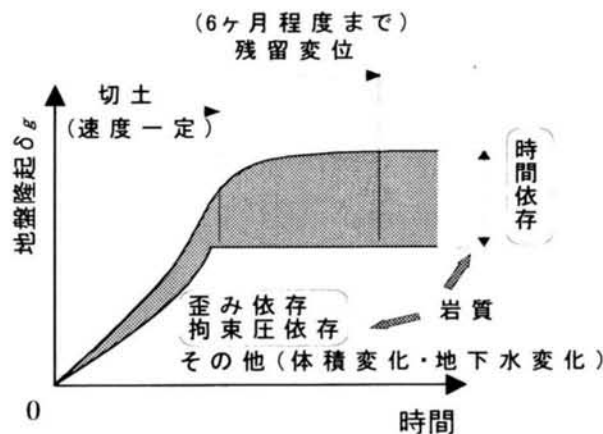


図 8.3.3 切土による地盤隆起と時間との関係

さて、第4章で示した除荷実験では、除荷幅 $B=3d$ で、初期土被り $H=1d, 3d$ すなわち $B/H=3, 1$ において、切土による地山とトンネル覆工の変形挙動の相互作用を再現した。その結果によれば、泥質地山を想定した M 地盤でも砂質地山を想定した S 地盤でも、除荷に伴って地盤剛性が低下する非線形な挙動が生じたが、M 地盤の方がより線形的で S 地盤の方がより非線形的であった。

いま、除荷時の地山の応力・ひずみ関係として、拘束圧の大きさによってあまり変化しない場合（c 地山）と、拘束圧の大きさによって変化する場合（ ϕ 地山）の2つの場合を考える。

図 8.3.4 は、c 地山と ϕ 地山の各々の除荷時における応力・ひずみ曲線図上に、切土前後の地中応力状態の変化を $O \rightarrow O \rightarrow O$ で表したものである。この図に示すように、c 地山も ϕ 地山も、除荷圧が増えると地山剛性 D が低下するが、 ϕ 地山では、拘束圧も低下することに伴って地山剛性 D が著しく低下する顕著な非線形挙動になる。

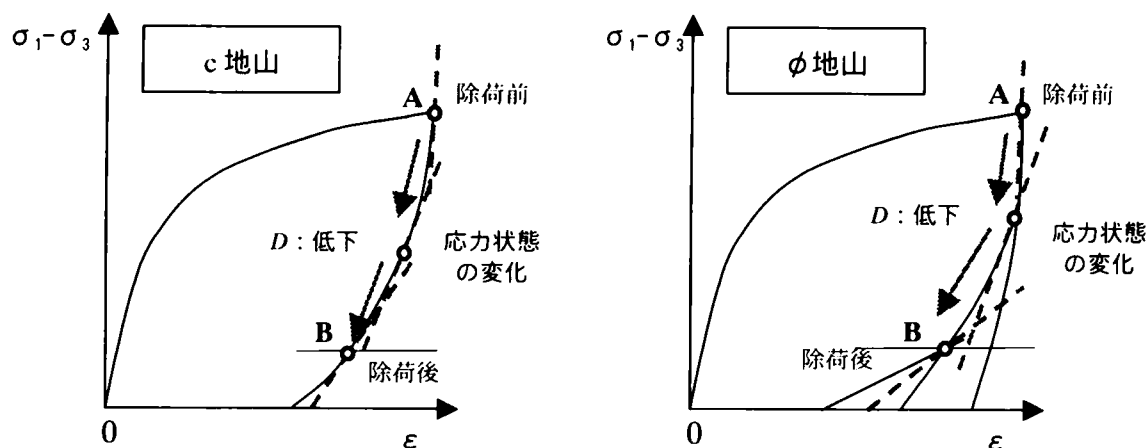


図 8.3.4 除荷による地中応力状態と変形係数 D の変化（模式図）

このような非線形挙動を考慮して、図 8.3.4 のような幅 B の切土を行ったときの切土による地中応力とひずみ増分の鉛直方向分布を模式的に描くと、図 8.3.5、図 8.3.6 に示すようである。

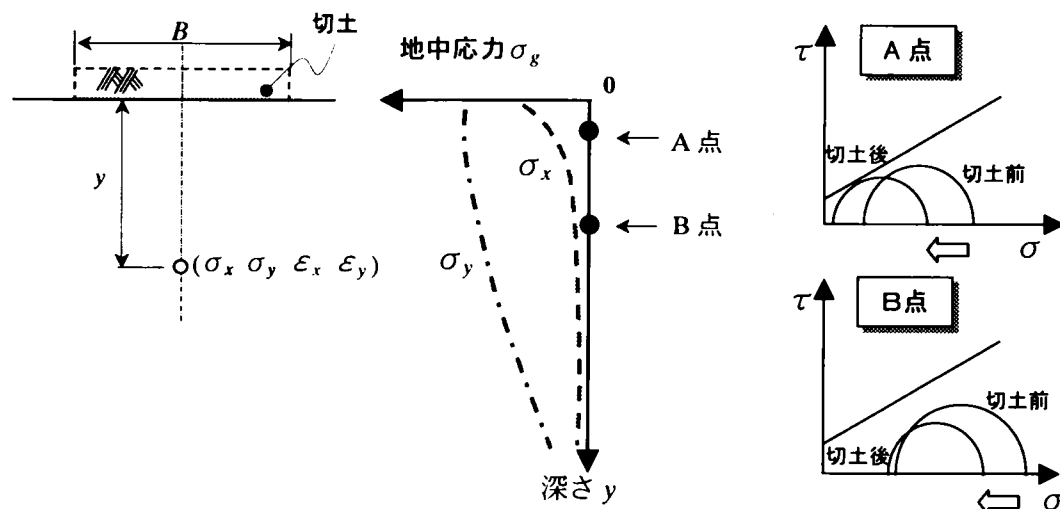


図 8.3.5 切土による切土直下の地中応力 σ_g の変化（模式図）

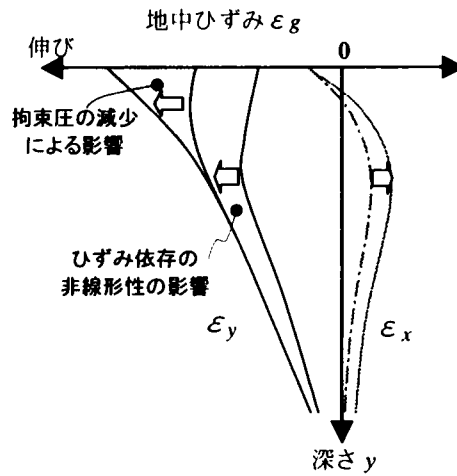


図 8.3.6 切土による切土直下の地中ひずみ ε_g の非線形挙動 (模式図)

(3) トンネルの変形メカニズム

切土によるトンネルへの影響の度合いは、地山の変形特性（初期剛性、除荷時の非線形特性）と切土幅 B に応じて、切土高 ΔH と残存土被り h に依存する。第3章に示した既往実績によれば、軟岩～土砂地山においては、切土高 $\Delta H \geq 10\text{m}$ の場合、残存土被り $H=10\text{m}$ あるいは残存土被り比 $h/H=0.2 \sim 0.3$ を下回ると、健全度が良好なトンネルであっても比較的顕著な影響（ひび割れ発生などの変状）が生じることが分かった。その状況を模式的に整理すると、図8.3.7に示すようである。

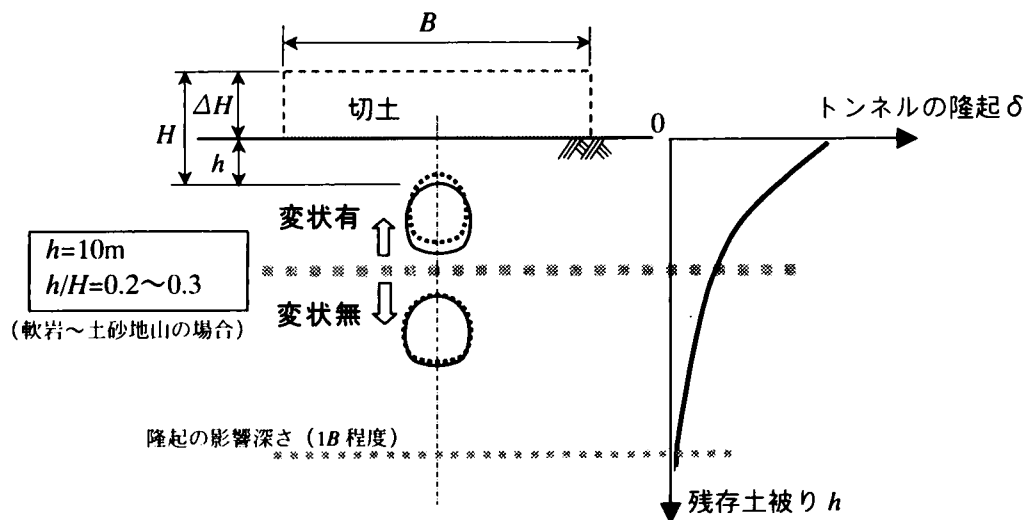


図 8.3.7 切土によるトンネルの路盤隆起 δ と変状発生の関係

一方、以上の考察結果をもとに切土によるトンネル覆工の変形パターンを整理する。

表8.3.1は、上部切土によるトンネルの変形挙動の概念を、第7章の知見をもとにして変形パ

ターン毎に分類したものである。分類にあたっては、次の1)～3)の各要因を考慮した。

- 1) 切土の広がり（トンネル横断方向について切土幅 B が大きい場合と小さい場合）
- 2) 地山の初期応力状態（側圧係数 K_0 ）
- 3) トンネルの構造（無普請、地山と一体の覆工、地山とノーテンションで接する覆工）

上記の1)については、第7章において示したように（図7.2.5参照），比較的狭い幅の切土（解析では $B/2(h+d)=0.5$ 程度）の方が，広い幅の切土よりも水平方向の縮小が著しくなり，更に広い切土になると空洞全体が水平方向にも拡大することになる（図8.2.8参照）。

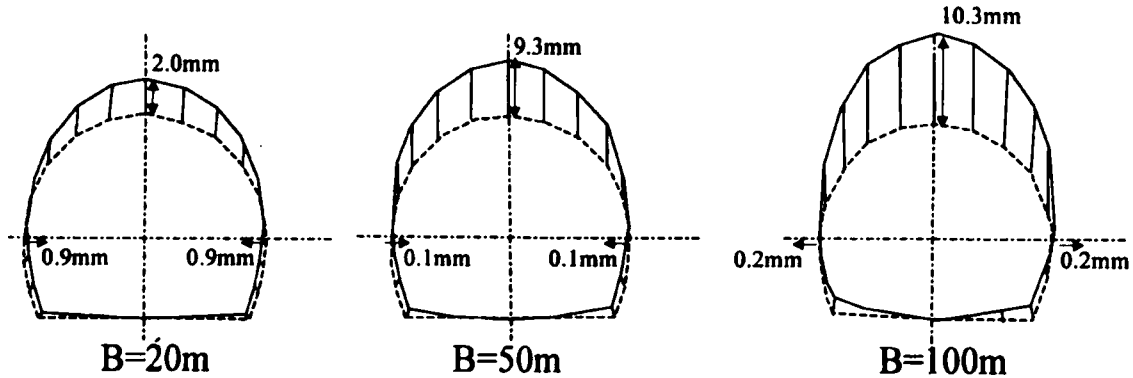


図8.3.8 上部切土幅 B 毎の空洞およびトンネル覆工の変形挙動（解析結果の例）

上記の2)については，地山に生じている初期地圧に起因する要因であると考えられる。既往の多くの岩盤初期応力測定の結果¹⁾やNATMの内空変位計測の結果²⁾によれば，地山の比較的浅部においても，地中の水平応力が鉛直応力以上になる（ $K_0 \geq 1$ ）場合もあることが知られている。このような地山中のトンネルは，切土により比較的大きな水平方向への縮小を生じることになる。

上記の3)については，①無普請の場合，②地山と一体の覆工，③地山とノーテンションで接する覆工の3通りを考えた。地山と一体の覆工とは，例えばNATMにおける吹付けコンクリート覆工のような，地山と一体となって挙動する場合である。地山とノーテンションで接する覆工とは，例えばNATMにおける吹付けコンクリートの内側にアイソレーションシートを介して接する二次覆工のような場合である。在来工法による覆工は，両者の中間的な境界条件を有するものであると思われる。

以上のような要因を考慮して変形挙動の概念図を整理した。

表 8.3.1 上部除荷に伴うトンネルの変形挙動（概念図）

覆工の状態		B =小（狭い切土）	B =大（広い切土）	
			水平縮小タイプ	水平拡大タイプ
無普請 （裸坑）				
地山と一体 の覆工 NATM の一次支保など				
地山とノー テンション で接触する 覆工 NATM 覆工 在来覆工 セグメント覆工 など	地圧有 $p_i \neq 0$			
	地圧無 $p_i = 0$			
			K_0 が大	K_0 が小

8.3 まとめ

本章では、第2章～第7章までに得られた知見をもとに、盛土および切土によって生じる地山およびトンネルの変形挙動に及ぼす影響要因を整理し、それらの要因の変形挙動への関わり方を考察した。また、その結果を踏まえて、地山が弾性的に挙動する場合における盛土および切土によるトンネルの変形メカニズムについて考察した。

(1) 影響要因と前提条件

盛土・切土によって生じる地山およびトンネルの変形挙動に及ぼす影響要因としては、①盛土・切土の規模（盛土・切土高、盛土・切土の範囲（平面的な広がり）など）、②地形条件（初期土被り、もとの地形と盛土・切土後の地形）、③地質条件（地質構造、変形・強度特性、初期応力）、④トンネル構造（覆工構造、覆工・地山の密着状態、力学的健全度）、⑤盛土・切土の施工法（施工順序など）、が挙げられる。

これらの要因を念頭におき、検討条件を次のように限定してトンネルの変形メカニズムを考察した。すなわち、①盛土・切土の規模はトンネル軸に対して左右対称で軸方向に半無限の長さ、②もとの地形は一律に平坦、③等方均質な単一層の地山で変形特性には拘束圧・ひずみ依存の非線形性を考慮、④インバートを有する新幹線標準断面、在来工法による無筋の場所打ちコンクリート覆工、盛土前の覆工は健全。すなわち、初期欠陥がなく地圧・水圧などの外力を受けていない、⑤平面的に均等な巻出し・掘削が成される。

(2) 盛土による変形メカニズム

盛土に関しては、次のことに着目して考察した。

- 1) 土被りと盛土幅との関係 (B/H)
- 2) 地山種別の影響 (c 地山と ϕ 地山)
- 3) 地山とトンネルの剛性比の影響

なお、これらの考察は(1)で整理した前提条件のもとでの考察である。実際には、以下のような影響が重要であることはいうまでもない。

- ① 地山物性は、深さ方向への変化が無視し得ないこと（一般には深いほど地山はより硬くなるので、深いほどトンネルへの影響は小さくなるはず）
- ② トンネル掘削により、周辺地山の応力状態は二次応力状態に変化していること
- ③ トンネル覆工は、地圧を受けていることがあること
- ④ 覆工背面の空洞など、トンネルの構造欠陥による影響を無視できないことがあること

さらに、載荷重が地中で分散されることなくトンネルに直接かかるような非弾性的な挙動を示す地山の場合や、トンネル掘削時に生じる地山アーチによりトンネルに伝達される応力が抑えられる場合に対しては、ここでは考慮していない。これらの点については今後の課題である。

(3) 切土による変形メカニズム

切土に関しては、盛土と同様に 1)～3) に着目した考察とともに、4)～5) に着目した

考察も行った。

- 1) 土被りと切土幅との関係 (B/H)
- 2) 地山種別の影響 (c 地山と ϕ 地山, 特にひずみあるいは拘束圧に依存した非線形挙動)
- 3) 地山とトンネルの剛性比の影響
- 4) 地山の初期応力状態 (K_0)
- 5) トンネルと地山の接触状態

さらに, 切土によるトンネル覆工の変形挙動パターンの分類を行った。

以上の考察は, 切土によって地山が弾性的に変形することを前提としたものである。しかしながら,

- ① 不連続面が発達した地山や粒状体の地山などの場合で, 除荷の応力伝播が不連続になることにより切土による影響が非常に小さくなる場合
- ② 残存土被りが小さくなり (例えば $1d$ 未満), 地山のアーチ効果を損ねることによって覆工に緩み圧が作用するような場合

などの非弾性的な地山挙動も生じ得る。これらの点に関しては今後の課題である。

以上を踏まえて, 次章では盛土および切土による近接度区分法を検討する。

【文 献 (第8章)】

- 1) 土木学会：トンネルの地質調査と岩盤計測, 1983.7
- 2) 松本嘉司, 西岡隆：トンネルの設計理論, 共立出版, p75, 1992.1.

第9章 影響予測法の提案

9.1 概説

既設トンネルへの近接施工対策の実務は、一般に図 9.1.1 に示すようなフローによって行われている。このフローから分かるように、まず「近接度の区分」が行われ、この近接度に応じて 1)現状調査、2)影響予測、3)対策工、4)安全監視の検討が成される。

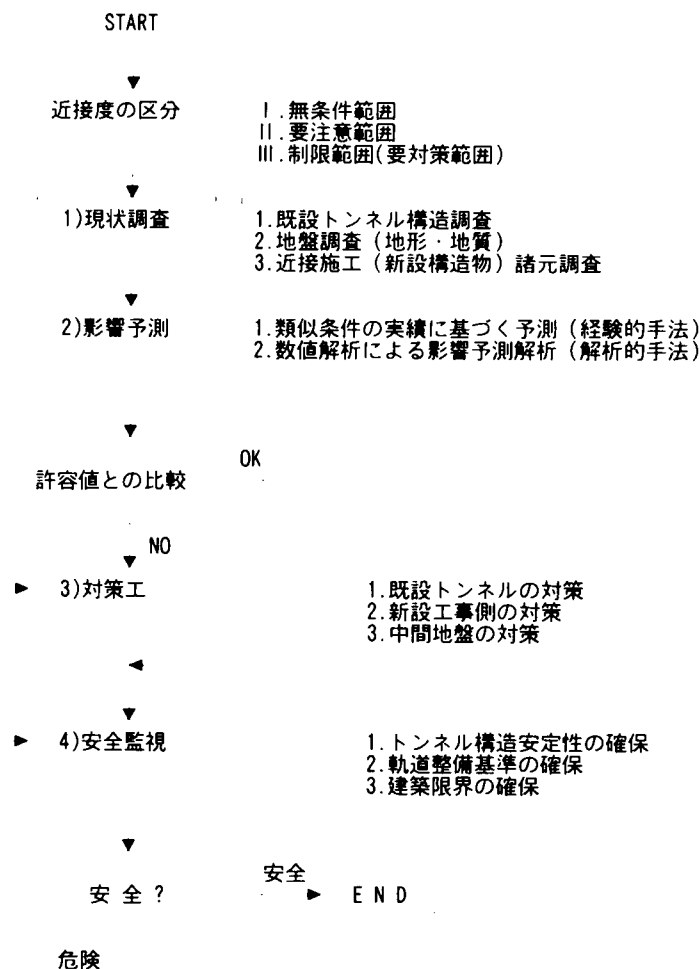


図 9.1.1 既設トンネルへの近接施工対策の一般的な手順¹⁾

近接度区分の方法としては、「既設トンネル近接施工対策マニュアル」(1995.1,鉄道総研)¹⁾(以下「近接マニュアル」という)で示されている区分法(付属資料-4参照)がある。この区分法は、以下に示すような①地山の硬さ、②近接施工規模、③既設トンネルの状態(健全度)などの要因を総合的に加味して作成されており、鉄道事業者などにおいてトンネルへの影響評

価の実務に広く活用されている。

- ① 都市部に山岳工法が適用される低い固結の軟岩地山を想定して区分値の標準値が示されており、土砂地山や硬岩地山へは、この区分値に補正を加える。
- ② 施工規模は、主に盛土・切土が影響範囲より広いか狭いかにより、区分値を補正するように考慮されている。
- ③ 覆工の現状の応力状態は、「健全度」²⁾（トンネルの健全性を AA,A₁,A₂,B,C,S で表現）に対応づけている。

この区分法は、経験的知見を集約して作成されたもので、第3章において示したように、既往の上部盛土・切土による影響実績を概ね良く評価できることが確認されている。しかしながら、この区分法の作成時点では、そのよりどころとなる計測実績が十分に蓄積されていたわけではなかったため、経験的判断を加えて作成せざるを得なかった。また、これらの区分法を解析的に表現するには至らず、上記の要因が近接度区分に及ぼす影響の程度を定量的に裏付けるには至らなかった。

このような背景を踏まえて、9.2では、第3章から第8章までの一連の検討結果に基づき、上記の①地山の硬さ、②施工範囲に関して、新たに私案として作成した近接度の区分法を提示する。

更に9.3では、FEMによる影響予測解析の際におけるモデル化の方法について提案する。

9.2 近接度の区分法の提案

ここでは、第3章から第8章までの一連の検討結果を踏まえて、従来の3つの近接度区分(近接度Ⅰ(無条件範囲)、近接度Ⅱ(要注意範囲)、近接度Ⅲ(制限範囲)：表 3.1.1 参照)に対応した区分値を提案する。

なお区分値は、9.1の「①地山の硬さ」、「②施工範囲」に着目して提案することにし、「③健全度」に関しては極めて幅の広い状態を考慮する必要があるので、ここでは健全な覆工状態を仮定する。

9.2.1 盛土の区分法

(1) 区分法の作成

「近接施工マニュアル」では、盛土高 ΔH によって盛土の近接度を区分している。そのため、本論文でも盛土高 ΔH によって区分値を設定する。この場合、第6章の知見を考慮して、盛土幅 B と初期土被り H の比 B/H と、地山の変形係数 D に応じて変化させることが適当である。

「近接マニュアル」では、健全な覆工コンクリートにおける近接施工による許容増加応力の目安値として、引張応力 1MPa 、圧縮応力 5MPa を提案している。ここでは、この許容増加応力の目安値を近接度Ⅱと近接度Ⅰの境界値の目安に用いることにし、表 9.2.1 のような目安を設定し、この目安が満足できるような区分値を求める。

表 9.2.1 近接度に応じた覆工コンクリートの増加応力の目安値

近接度区分	引張応力	圧縮応力
制限範囲(要対策範囲) Ⅲ	2MPa	10MPa
要注意範囲 Ⅱ	1MPa	5MPa
無条件範囲 Ⅰ		

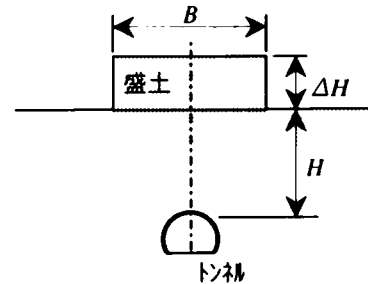
このほか、適用条件を以下のように設定する。

- ① ほぼ平坦な地表面で土被り $1d$ 以上
- ② 比較的均質な地質
- ③ トンネル軸に対して左右対称で、トンネル軸方向に無限長と見なせる盛土
- ④ 新幹線標準断面のトンネル

以上の前提条件から、区分値の目安を表 9.2.2 のように導いた。なお、上記①～④の適用条件と留意点を、表 9.2.3 にまとめた。

表 9.2.2 盛土による近接度区分値の目安

近接度の区分	区分値	
	盛土高 ΔH (m)	
	$B/H \geq 1$ のとき	$B/H < 1$ のとき
制限範囲(要対策範囲) III	$\frac{D}{25}$	$\frac{D}{25(B/H)}$
要注意範囲 II	$\frac{D}{50}$	$\frac{D}{50(B/H)}$
無条件範囲 I		

注1) D : 地山変形係数 (MPa)

注2) 表 9.2.3 の適用条件による。

表 9.2.3 盛土による近接度区分の目安の適用条件

	適用条件	備考
地形	<ul style="list-style-type: none"> 平坦な地表面, 土被り $H \geq 1d$ 	<ul style="list-style-type: none"> 偏圧地形の場合は想定外。別途検討が必要。 $H < 1d$ のときは1ランク下げて区分する。 凹地を埋めるときは、安全側の評価になる。
地質	<ul style="list-style-type: none"> 均質な地山 (トンネル周辺地山) 	<p>例: 地山変形係数 $D=200\text{MPa}$, $B/H > 1$ のとき, $\Delta H_{\text{III-III}} = D/25 = 200/25 = 8\text{m}$</p> <p>※$D$ (MPa)は、次の値を目安にすれば一般に安全である。</p> <p>土砂地山 $D=2.5N$ (砂質土), $100qu$ (泥質土) 軟岩地山 $D=100qu$ 硬岩地山 $D=1000$</p> <p>※$D < 100\text{MPa}$ のときは、安全側に評価される。 ※泥質地山の場合は、載荷による D の低下が著しい場合があるので、近接度IIIのときは注意が必要。</p>
盛土	<ul style="list-style-type: none"> トンネル軸に対して左右対称 	<ul style="list-style-type: none"> 非対称のときは別途解析を要する。 ※ただし同じ盛土規模であれば、非対称盛土よりも対称盛土の影響の方が大きいので、これを適用すれば安全側の評価になる。
	<ul style="list-style-type: none"> トンネル軸方向に無限長 	<ul style="list-style-type: none"> ※トンネル天端位置において、トンネル軸方向への地中応力の分散を、既存の応力分散式により考慮し、ΔH を補正してもよい。 ※近接度IIIの場合は、軸方向の解析的検討も必要。
覆工	<ul style="list-style-type: none"> 複線断面 	
	<ul style="list-style-type: none"> $t=70\text{cm}$ の覆工 	$t=30 \sim 70\text{cm}$ の範囲なら設計厚によらず適用可能。
	<ul style="list-style-type: none"> 健全度: B, C, S の何れか ※増加応力は表 9.2.1 によった。 	健全度 A の場合は、「近接マニュアル」の目安値を参考に影響を考慮することが考えられる。

さらに、表 9.2.3 の備考欄（※など）には、本研究で得られた知見を注記している。

表 9.2.2 に示す区分値を、地山変形係数 $D=500\text{MPa}$ の場合に対して ΔH と B/H の関係図上で整理すると、図 9.2.1 のようになる。同様に ΔH と H の関係図上で盛土幅 $B=1d, 2d, 4d$ の場合について各々整理すると、図 9.2.2 のようになる。なお図 9.2.2 では、初期土被り $H < 1d$ に対しては、表 9.2.2 に注記したように、区分値を 1 ランク下げて示している。

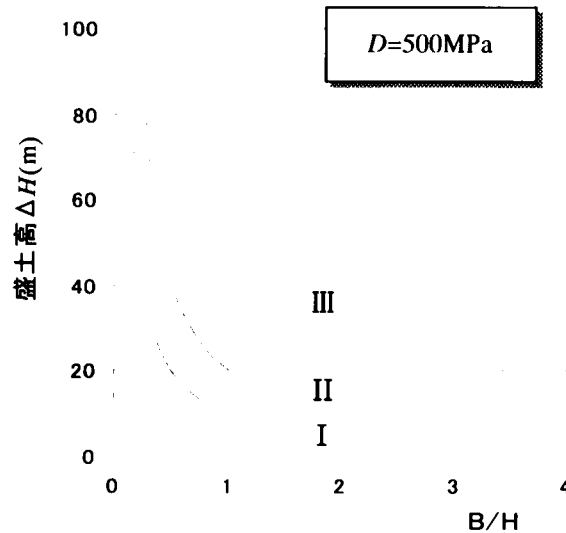


図 9.2.1 地山変形係数 $D=500\text{MPa}$ における B/H と ΔH の関係

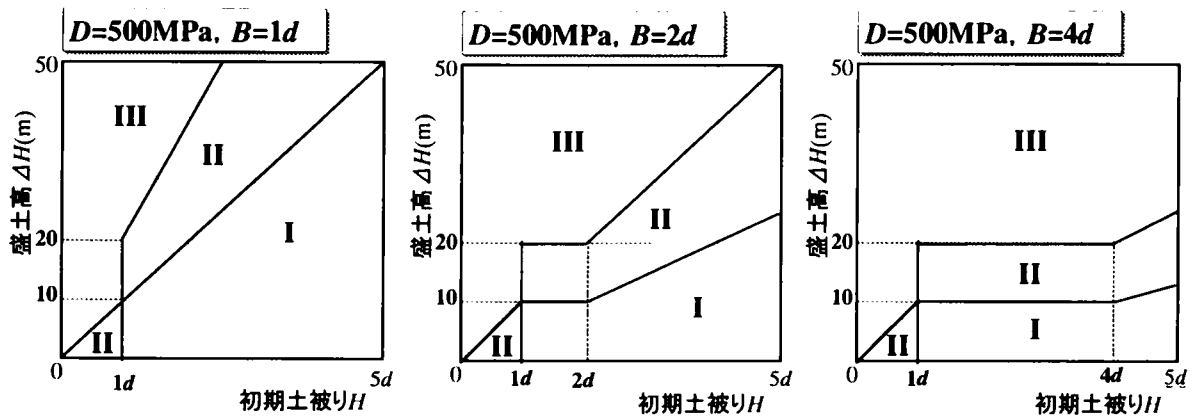


図 9.2.2 地山弾性係数 $D=500\text{MPa}$ における H と ΔH の関係 ($B=1d, 2d, 4d$)

(2) 区分法の妥当性の検証

区分法の妥当性を確認するため、第 3 章で示した盛土の施工事例との比較を行った。図 9.2.4 は、各事例毎に講じられた対策ランク 2, 1, 0 (3. 2 参照) に分けて事例をプロットした結果をまとめたものである。

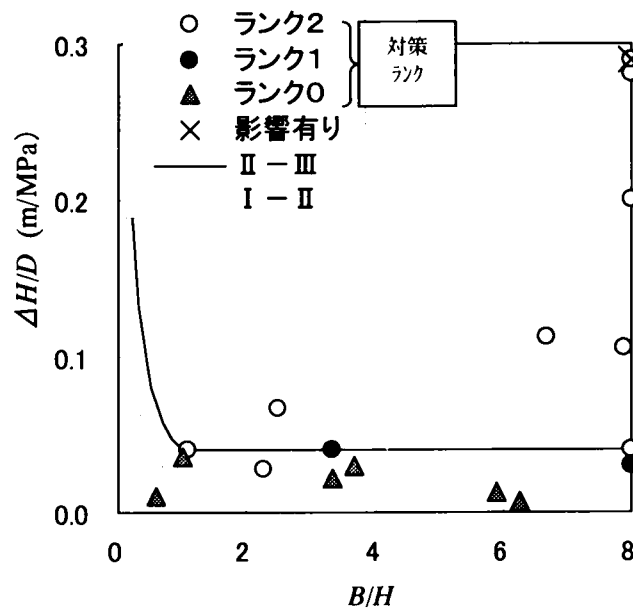
この結果より、次のことが明らかである。

- ・ 近接度 III に区分された全ての事例は、トンネルの補強や盛土計画変更等の重度の事前対策

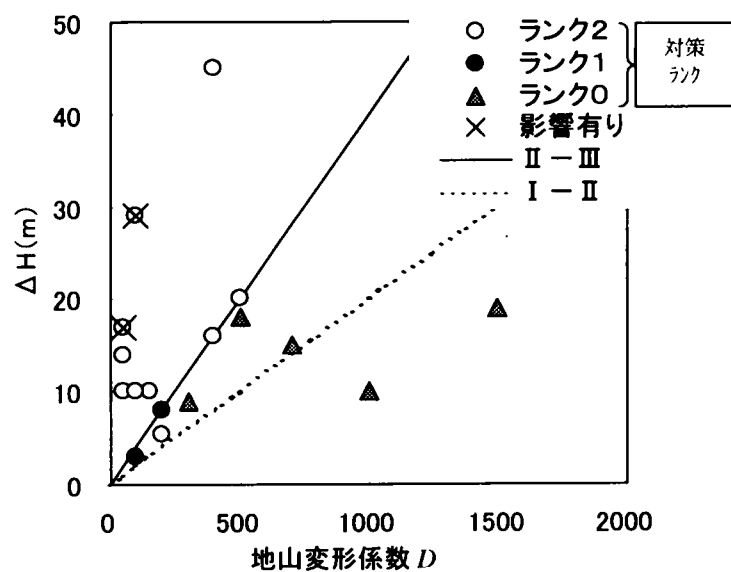
が講じられた対策ランク2に該当している。

- ・近接度Ⅱに区分された事例には、対策ランク2，1，0がそれぞれ含まれている。
- ・近接度Ⅰに区分された全ての事例は、事前対策なしに盛土が施工された対策ランク0に該当している。
- ・変状が生じた2例（図中の×）は、全て近接度Ⅲに区分されている。

上記の結果は、表 3.1.1 に示した近接度の定義によく整合しており、提案する近接区分値が実態をよく説明できることを示し得たものと考えられる。



(a) B/H と $\Delta H/D$ の関係



(b) D と ΔH の関係

図 9.2.3 近接度の盛土事例との比較

9.2.2 切土の区分法

切土の近接度は、「近接施工マニュアル」では残存土被り比 h/H によって区分している。第3章で示したように、この方法が施工実績を比較的好く表現できることから、本論文でも残存土被り比 h/H による区分値を設定することにする。この場合、第7章の知見を考慮して、盛土の場合と同様に切土の広がりや地山の剛性を考慮するため、切土幅 B と残存土被り h の比 B/h と地山変形係数 D に応じて変化させることが適当である。

なお、近接度Ⅰ～Ⅲの区分にあたっては、盛土の場合と同様に表 9.2.1 に示した増加応力の目安値を設定し、その目安が満足できるような区分値を求める。

このほか、適用条件を以下のように設定する。

- ① ほぼ平坦な広がりをもった切土で残存土被り 5m 以上
- ② 比較的均質な地質
- ③ トンネル軸に対して左右対称で、トンネル軸方向に無限長と見なせる切土
- ④ 新幹線標準断面のトンネル

以上の前提条件から、区分値の目安を表 9.2.4 のように導いた。なお、上記①～④の適用条件と留意点を、表 9.2.5 にまとめた。

表 9.2.4 切土による近接度区分の目安

近接度の区分	区分値		
	残存土被り比 h/H		残存土被り $h(\text{m})$
	$B/h \geq 1$ のとき	$B/h < 1$ のとき	
制限範囲(要対策範囲) Ⅲ	$\frac{1}{1+0.003D}$	$\frac{B/h}{1+0.003D}$	10
要注意範囲 Ⅱ	$\frac{1}{1+0.001D}$	$\frac{B/h}{1+0.001D}$	
無条件範囲 Ⅰ			

注1) 保護層として残存土被り $h=5\text{m}$ を残すことを原則。

注1) D : 地山の除荷時の変形係数 (MPa)

注3) 表 9.2.5 の適用条件による。

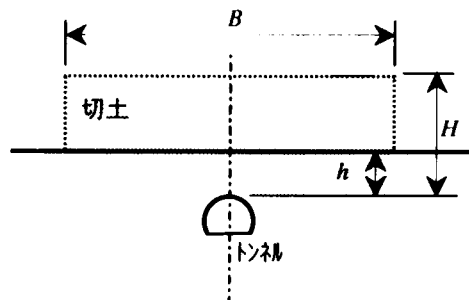


表 9.2.5 切土による近接度区分の目安の適用条件

	適用条件	備考
地形	・ 平坦な地表面	偏圧地形の場合は想定外。別途検討が必要。
地質	・ 均質な地山 (トンネル周辺地山)	<p>例：$D=500\text{MPa}$, $B/H>1$, $H=40\text{m}$, $\Delta H=30\text{m}$ $h/H_{\text{II-III}}=1/(1+0.003D)=1/(1+0.003*500)=0.2$</p> <p>※$D$は、以下を目安にすれば一般に安全側となる。 土砂地山 $D=7.5N$ (砂質土), $200q_u$ (泥質土) 軟岩地山 $D=200q_u$ 硬岩地山 $D=2000(\text{MPa})$</p> <p>なお、上記の値は、載荷側の D (表 9.2.3 に示す値) を α 倍した値である (砂質土 $\alpha=3$, その他の場合 $\alpha=2$)。</p> <p>※砂質土地山の場合、残存土被りが小さくなると弾性係数が著しく低下する場合があるので、近接度Ⅲのとき要注意。</p> <p>※切土幅が大きい場合、近接度Ⅲでも影響を受けない可能性があるが、ここでは安全側の判定になるよう一律の区分値を提案している。</p> <p>※$K_0>1$ が明らかな場合は、別途解析的検討が必要。</p>
切土	・ トンネル軸に対して左右対称	非対称のときは別途検討を要する。
	・ トンネル軸方向に無限長	トンネル天端位置において、トンネル軸方向への地中応力の分散を、既存の応力分散式により考慮し、 ΔH を補正してもよい。 ※近接度Ⅲの場合には軸方向の解析的検討も要す。
覆工	・ 複線断面	
	・ $t=70\text{cm}$ の覆工	$t=30\sim 70\text{cm}$ の範囲なら設計厚によらず適用可能。
	・ 健全度：B,C,S の何れか ※増加応力は表 9.2.1 によった。	健全度 A の場合は、「近接マニュアル」の目安値を参考に影響を考慮することが考えられる。

なお、表 9.2.5 の備考欄には、本研究で得られた知見などが注記されている。

表 9.2.3 に示す区分値を、地山の除荷時の変形係数 $D=1,000\text{MPa}$ の場合に対して B/h と h/H の関係図上で整理すると、図 9.2.4 のようになる。同様に ΔH と B/h の関係図上で、地山変形係数 $D=1,000\text{MPa}$ における切土幅 $B=2D, 4D$ の場合について各々整理すると、図 9.2.5 のようになる。

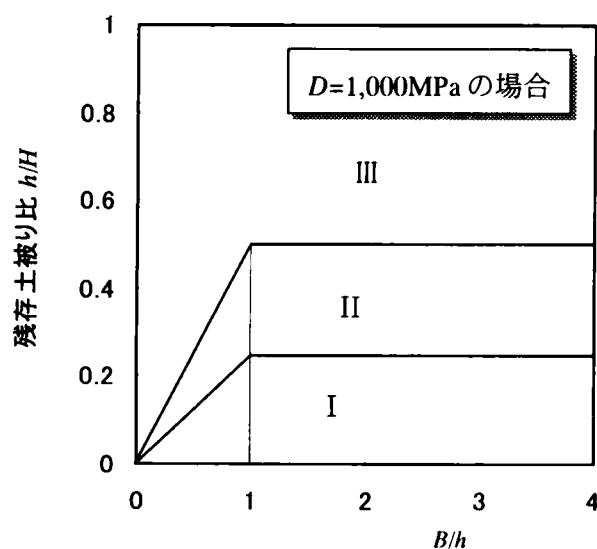


図 9.2.4 地山変形係数 $D=1,000\text{MPa}$ における B/h と h/H の関係

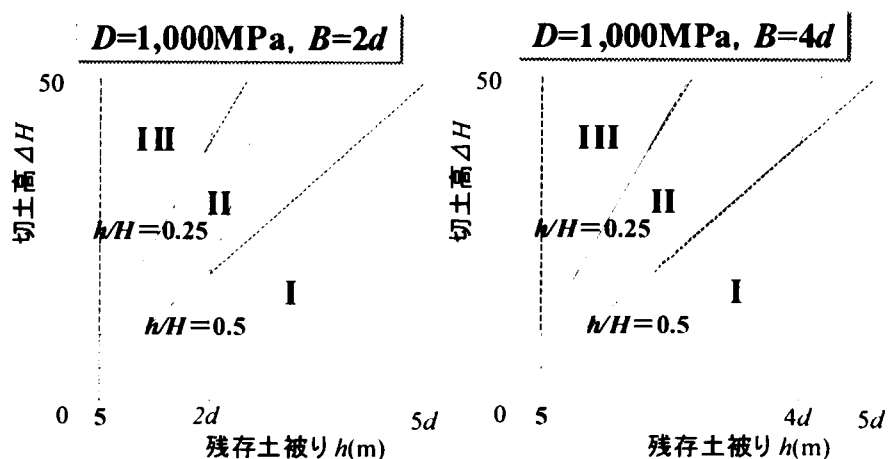


図 9.2.5 地山変形係数 $D=1,000\text{MPa}$ における h と ΔH の関係 ($B=2d, 4d$)

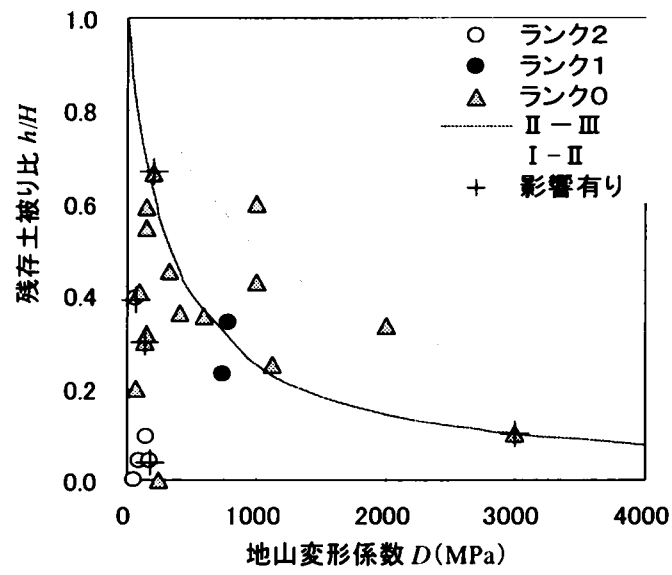
(2) 区分法の妥当性の検証

区分法の妥当性を確認するため、盛土の場合と同様に、第3章で示した切土の施工事例との比較を行った。図 9.2.6 は、各事例毎に講じられた対策ランク 2, 1, 0 (3.3 参照) に分けて事例をプロットした結果をまとめたものである。

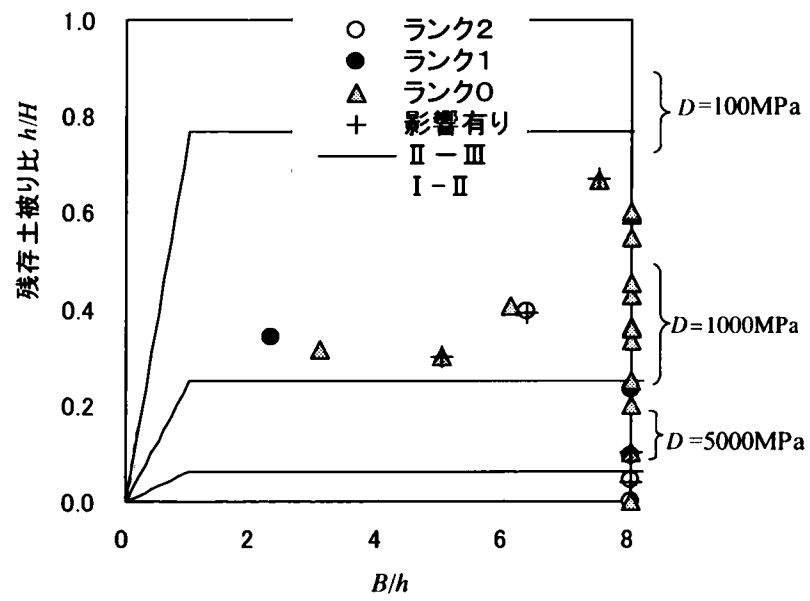
この結果より、次のことが明らかである。

- ・近接度Ⅲには、何らかの事前対策が講じられているもの（対策ランク 2～1）あるいはひび割れの進展が見られたもの（+）がほぼ全て包含されている。
- ・近接度Ⅱには、状況に応じて簡易な事前対策が講じられたもの（対策ランク 1～0）が含まれており、ひび割れ進展が見られた事例は含まれていない。

上記の結果は、表 3.1.4 に示した近接度の定義によく整合しており、提案する近接区分値が実態をよく説明できることを示し得たものと考えられる。



(a) D と h/H の関係



(b) B/h と h/H の関係

図 9.2.6 近接度の盛土事例との比較

9.3 数値解析におけるモデル化法の提案

ここでは、2次元 FEM による影響予測解析におけるモデル化の方法について、得られた知見を踏まえてとりまとめる。

(1) 盛土の場合

盛土に対する解析では、次の点に関する配慮が必要である。

1) 地山のモデル化

① 泥質地山の場合：トンネル近傍の地山のひずみレベルが 10^{-3} より大きくなることが想定される場合（近接度Ⅲに相当するものと考えられる）は、ひずみ依存の非線形挙動をモデル化すべきである。非線形挙動のモデル化の方法としては、破壊接近度法³⁾が考えられる。

② 砂質地山の場合：盛土範囲が広い場合 ($B/H \geq 2 \sim 3$) は、拘束圧の効果によって線形的に挙動するので、地山剛性を線形と見なしたモデルでも差し支えない。ただし、載荷範囲が広くない場合 ($B/H < 2 \sim 3$) は、非線形な挙動が生じるので、破壊接近度法などの非線形モデルを適用する必要がある。なお、変形過程をさらに詳細に予測する必要がある場合は、拘束圧に依存する初期変形係数 D_0 や破壊時変形係数 D_f のモデル化を要するものと考えられる。

③ 地山剛性は、適切な力学試験により得られたひずみレベルおよび拘束圧レベルに応じた応力～ひずみ関係を用いる必要がある。

2) 覆工と地山の間には、覆工の施工法に応じて摩擦の影響を考慮する必要がある。

3) 3次元的な影響が大きいので、2次元解析においてはその影響を考慮する必要がある。その方法としては、解析断面に対して直行方向への応力分散の度合いにより、盛土荷重を低減させることが簡便であると考えられる。

なお、載荷時のひずみ依存および拘束圧依存の非線形特性を考慮し、次に示すような破壊接近度 R_{EL} 、破壊時変形係数 D_f の定式化を行うことが考えられる。

① 破壊接近度 R における、 R_{EL} の定式化

$$R_{EL} = A (\sigma_3 / q_u) B$$

ここに、 A, B ：パラメータ

$$q_u：一軸圧縮強度 \quad q_u = 2c / (1 - \tan \phi)$$

② 破壊時変形係数 D_f の定式化

$$D_f = a \alpha D_0 \sigma_3 / q_u$$

ここに、 a ： $D_f / D_0 \sim \sigma_3 / q_u$ 曲線の勾配

α ：低減係数

さらに、初期変形係数 D_0 の拘束圧依存性についてもモデル化することも考えられる。

(2) 切土の場合

切土に対する予測解析モデルにおいては、次の点に関する配慮が必要である。

1) 地山のモデル化

- ① 泥質地山の場合：一般に線形解析によって適切な予測が可能である。ただし、詳細な予測を行う場合は、砂質地山と同様に除荷時の非線形性をモデル化するのが良い。また、泥質地山の場合は、特に時間依存挙動が生じることを念頭において地山剛性をモデル化する必要がある。
- ② 砂質地山の場合：残存土被りが小さい場合は、除荷時の非線形性をモデル化の方が適切であると考えられる。
- ③ 地山剛性は、適切な力学試験により得られたひずみレベルおよび拘束圧レベルに応じた除荷時の応力～ひずみ関係を用いる必要がある。

- 2) 覆工と地山の間には、覆工の施工法に応じて摩擦の影響を考慮する必要がある。なお、テンションカットを行う方が現実に近い結果を得ることができるものと考えられるが、安全側の評価にならないことも考えられるので、適用にあたっては注意する必要がある。
- 3) 3次元的な影響が大きいので、2次元解析では応力分散を考慮した除荷荷重の低減を行うのが良い。

なお、本論文では、除荷時の応力・ひずみ曲線から、応力レベルに応じて数段階に地山変形係数を低減してゆく非線形解析法を提案した（図 9.3.1 参照）。この手法により、除荷時の非線形な地山変形を表現することがある程度可能であると考えられる。

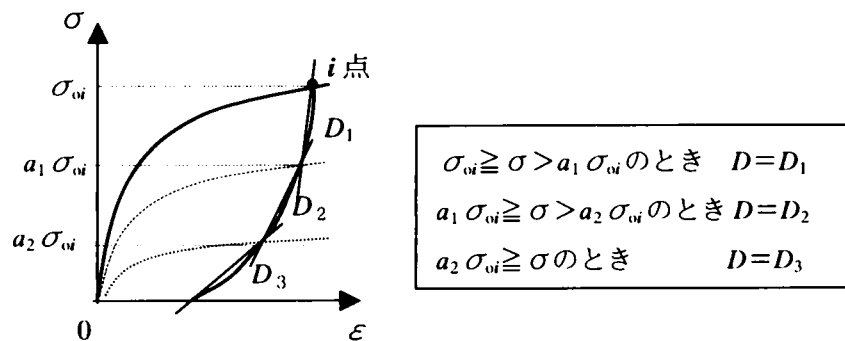


図 9.3.1 除荷時の地山変形係数 D の設定モデル

【文 献（第9章）】

- 1) (財) 鉄道総合技術研究所：既設トンネル近接施工対策マニュアル，1995.1.
- 2) (財) 鉄道総合技術研究所：トンネル保守マニュアル（案），20010.5.
- 3) 土屋敬，吉田恒彦，安田憲彰，松本吉雄：トンネル設計用プログラムの開発とその解析事例，鉄道技術研究報告，No.1351，1987.3.

第10章 結 論

近接施工による既設の山岳工法トンネルへの影響予測法の確立を目的として、現地計測データの分析、模型実験、FEMによる解析的な検討などを行ってきた。本論文では、トンネルに対する近接施工の中でも実施ケースが多く、基礎的問題であるトンネル上部地山の盛土・切土を取り上げ、盛土・切土に伴う地盤の非線形な挙動との相互作用を考慮したトンネル覆工の変形特性を解明し、盛土・切土によるトンネルへの影響予測法を提案した。

第1章では、本研究の背景と目的、研究の対象、既往の研究事例などについて述べ、当該分野の研究の現状が次のような状況にあることを示した。

- ① 上部地山の載荷・除荷に伴って生じる既設トンネルの変形挙動を論じた研究は、今までに数例見られる。
- ② しかしながら、トンネル覆工と地山との相互作用に着目し、低ひずみレベル ($10^{-3} \sim 10^{-4}$ より小) での地山の変形特性を考慮するとともに、施工実績を総合的に分析することによって盛土・切土によるトンネルへの影響予測法の体系化を試みた研究は、皆無である。

第2章では、本研究の概要と論文の構成について概説した。

第3章では、盛土・切土によるトンネルの変形挙動と対策の実態を明らかにするため、トンネル上部における盛土18例および切土31例の実績を収集・整理し、分析した。その結果次の知見を得た。

(1) トンネルの変形挙動の実態

- 1) 盛土により、トンネルは鉛直方向に縮む変形を生じるが、十分に安全サイドの事前対策が成されることが多いので、切土の場合に比較すると有害な影響が生じる例は少ない。
- 2) 切土により、トンネルは縦長に変形するが、その影響は一般に小さい。ただし、盛土に比較して軽度の対策に留められることが多いため、ひび割れ等の影響が生じる事例は比較的多い。影響予測のための簡易な指標としては、残存土被り比 h/H が有効であり、 $h/H < 0.2 \sim 0.3$ の場合には健全度が良好なトンネルでも影響が生じる。なお、既変状のトンネルは変状が助長されやすく、泥質軟岩地山の場合は硬岩や砂質軟岩地山の場合に比べて影響範囲が深くまで及ぶ。また、地山のクリープ挙動による時間送れの変位は、全変位の $1/3$ 程度に及ぶことがある。トンネルは、切土の範囲にかかわらず $|u/d| < 10^{-3}$ μ の範囲で縦長に変形（鉛直方向に拡大し水平方向に縮小）する場合が多いが、水平方向にも拡大する場合がある。

(2) 現行の近接度区分法（「既設トンネル近接施工対策マニュアル」（鉄道総研，1995.1）の妥当性と課題

現行の盛土・切土の近接度区分法は、概ね実態に整合していることを確認した。ただし、

1) 盛土の場合は、近接度Ⅲではトンネルの補強や盛土計画高の変更などの重度の対策がほぼ一律に実施されるなど、十分安全な対応が成される。

2) 切土の場合は、盛土の場合に比較すると軽度の対策で対応する傾向にある。

といった実態も把握された。すなわち、同じ近接度でも盛土と切土では対策に差があることが分かった。

(3) 研究課題の抽出

土被りに応じて近接度を低減させる現行の近接度区分法について、以下の要因を考慮して妥当性を再評価する必要がある。

- ① 地山の種類・剛性・非線形特性
- ② 覆工構造
- ③ 盛土・切土の広がりあるいは土被り
- ④ 地山の初期応力条件

そのためには、盛土・切土による地山およびトンネル覆工の変形メカニズムを明らかにする必要がある。変形メカニズムの解明のためには、模型実験と数値解析を新たに行うことにより地山およびトンネルの変形メカニズムを考察し、その変形挙動を表現できる解析モデルを作成するとともに、近接度の区分法を提案する必要があるとの認識に至った。

第4章では、トンネル上部の盛土あるいは切土によるトンネルの変形挙動のメカニズムを解明するために行った、模擬地盤中のトンネルの2次元平面ひずみ・除荷模型実験の概要と結果について述べた。この実験の目的は、以下のとおりである。

- ① 地表面の部分的な載荷・除荷による、地山の非線形な変形特性の表現（初期剛性が大きく c が卓越する泥質地山（M地盤）と、初期剛性が小さく ϕ が卓越する砂質地山（S地盤）の2種類を設定）
- ② 上部載荷・除荷による地山挙動との相互作用の結果として生ずるトンネル覆工の変形特性の解明
- ③ 実験結果を再現できる数値解析法の作成

この実験により、以下の成果が得られた。

(1) 載荷実験

1) 載荷による応力伝播に伴って生じる地盤の変形挙動を実験によって再現した。即ち、

① M地盤では、載荷圧を増やすと地盤剛性が急激に低下してひずみの進行が急増する。この非線形挙動は載荷面に近いほど顕著で、 $B/H < 1$ において著しい。

② S地盤では、載荷圧を増やすと拘束圧の効果により地盤剛性が大きく低下しないため、ひずみはより線形的に増加する。

2) 載荷によりトンネル覆工に生じる変位と断面力は、以下のような特徴がある。

① 載荷幅 B と土被り H との比 $B/H = 1 \sim 3$ の範囲では、 B/H が大きいほど変位・断面力ともに大きく、 B/H が小さいほど曲げが卓越する。

② M地盤では、変位と断面力は載荷圧の増加により急増し、その挙動は土被りが小さいほど著しい。載荷初期の段階では地盤剛性が大きいので断面力は全体に小さく、載荷圧

が増えれば、地盤剛性が低下することによって覆工に応力が集中するとともに側圧比も増えるので、曲げとともに軸力成分も急増し、軸力部材としての変形挙動となる。

- ③ S地盤では、載荷圧を増やしても地盤剛性があまり低下しないので、変位や断面力は土被りの大小にかかわらずより線形的に増加する。また、M地盤に比べ初期剛性が小さいため、曲げ成分が卓越する変形挙動となる。

(2) 除荷実験

1) 除荷による応力伝播に伴って生じる地盤の変形挙動を実験によって再現した。即ち、

- ① M地盤、S地盤ともに除荷により隆起するが、除荷圧を増やすと地盤剛性が低下して隆起量が非線形的に増加する。

② この非線形挙動は、S地盤の方が強い傾向にある。

2) 除荷によりトンネル覆工に生じる変位と断面力は、以下のような特徴がある。

- ① M地盤、S地盤ともに除荷により縦長に変形し、載荷幅 B と土被り H との比 $B/H=1\sim 3$ の範囲では B/H が大きいほど変位・断面力ともに大きく、 B/H が小さいほど曲げが卓越する。

② M地盤の場合は比較的線形的な挙動を示すが、S地盤の場合は除荷圧の増大に伴って特に曲げ成分が急速に増加する。

第5章では、第4章の模型実験結果を2次元FEMによりシミュレートし、実験を説明できる解析モデルを見出した。

載荷に関しては、精密三軸圧縮試験から得られた載荷時の応力・ひずみ関係を破壊接近度法によりモデル化し、覆工と地盤との摩擦を考慮した非線形弾性FEMにより、トンネル覆工と地盤の挙動を精度良く表現できることを示し、FEMを用いた近接上部載荷によるトンネルへの影響解析の考え方を整理した。なお、拘束圧に依存して初期剛性や破壊時の剛性が著しく異なる地山に対しては有効な解析法を示すには至らなかった。この点は今後の課題である。

除荷に関しては、地盤の除荷時における応力ひずみ関係を応力レベルに応じて3段階に低減するトリリニア非線形モデルで表現する解析法を提案した。

第6章では、盛土によるトンネルの変形挙動について、第5章で得られた載荷時の地盤の非線形解析モデルを用いて、新幹線標準断面のトンネルについて、①盛土幅、②初期土被り、③覆工の剛性、④地山の初期剛性、⑤地山の非線形特性といった様々な条件の影響を比較解析によって評価した。その結果、次の知見を得た。

(1) 盛土の影響は B/H により評価でき、 $B/H=2\sim 3$ のときに覆工に及ぼす影響が最大になる。

(2) $D_0 < 100\text{MPa}$ の軟質な地山では、覆工が厚いほどトンネルの変位の抑制効果が大きくなるが、 $D_0 > 100\text{MPa}$ の硬質な地山では、覆工が多少厚くてもその抑制効果はなく、地山の変形に追随するのみである。

(3) $B/H < 2\sim 3$ のとき、地山の非線形性の影響が大きく、特に ϕ が期待できない地山の場合には注意を要する。

第7章では、切土によるトンネルの変形挙動について、①切土の3次元的な広がりあるいは幅と土被りとの関係、②地山と覆工との接触状態、③地山の剛性（あるいは覆工の剛性）、④地山の初期応力状態の影響について、2次元FEMを用いたパラメトリック解析によって考察した。さらに、実際のトンネルの挙動について2次元FEMによるシミュレーションを行った。

- (1) 上部切土の影響は $B/2(h+d)$ により評価でき、 $B/2(h+d)=0.5$ のときにトンネルの水平内空変位の縮小が最大になる。無普請のトンネルでは、 $B/2(h+d) \geq 2$ という広い切土の場合には空洞全体が拡大挙動となる。また、初期側圧係数が $K_0 \geq 1$ の場合は、広い切土でも縦長に変形する。
- (2) 相対的に覆工剛性が大きい軟質な地山においては、覆工剛性による変位抑制効果を期待できるが、相対的に覆工剛性が小さい硬質な地山においては、その効果を期待できない。
- (3) 覆工ー地山間の接触条件をジョイント要素などによりモデル化することにより、トンネルの変形挙動をよく再現できる。

第8章では、第2章～第7章で得られた知見をもとに、盛土および切土に伴う地山およびトンネルの変形挙動に及ぼす影響要因を整理し、これらの要因の変形挙動への関わり方を考察した。また、その結果を踏まえて盛土および切土によるトンネルの変形メカニズムについて考察した。

第9章では、以上の成果を踏まえて現行の近接度区分法を見直し、盛土に関しては、盛土幅・初期土被りの比 B/H と地山変形係数 D から求められる盛土高 ΔH により区分する方法を、切土に関しては、切土幅・残存土被りの比 B/h と地山変形係数 D から求められる残存土被り比 h/H により区分する方法を提案した。さらに、この区分法を施工実績に当てはめて検証した結果、この区分法が適合性を有することを示した。

また、本研究の知見を集約し、FEMによる影響予測解析を行う上でのモデル化の考え方を整理した。

本研究により、簡便で定量的な近接度区分法を提案することができた。今後の課題としては、次の3点が挙げられる。

- 1) 地山の除荷時におけるひずみ依存の非線形解析モデルの開発、載荷時における拘束圧依存の非線形解析モデルの開発
- 2) 地山とトンネルの初期応力状態と影響評価手法の研究
- 3) 地山の非弾性的な挙動（除荷時、載荷時）の実態解明と評価手法の研究

これらはどれも困難な課題であると思われるが、近接施工によるトンネルの影響予測解析法をさらに確立するためには、重要な課題である。また、同時にトンネル工学上重要な課題の一つであり、引き続き研究を進める必要があると考えている。

謝 辞

本論文は、既設山岳トンネル上部の盛土・切土による影響予測法に関して行ってきた7年間の研究成果をとり纏めたもので、その間多くの方々からのご指導・ご支援を頂きました。

論文のとり纏めにあたっては、京都大学田村武教授のご指導を頂きました。田村先生には、研究の初期と最終段階の両面でお世話になりましたが、特に先生から頂いた最後の一押し無くして、到達点はありませんでした。

京都大学宮川豊章教授、朝倉俊弘助教授には、論文全体に関して様々なご意見・ご指摘を頂きました。大西有三教授、青木謙治教授には、ご専門の分野についてご指導を頂きました。

筆者が本研究を始めるに至った発端は、(財)鉄道総合技術研究所の直属の上司でもあった朝倉先生のご助言によるものです。朝倉先生には、本研究のみならずトンネル工学全般にわたる師として、終始ご指導とご叱責を賜ってきました。

金沢工業大学元教授の土屋敬博士には、研究の立案段階から一貫して全体のご指導を頂きました。土屋先生からの精力的なご指導なくして、研究の継続はありませんでした。研究の核となる数値解析は土屋先生への委託研究によるもので、大学院生の室谷耕輔氏(現中央復建コンサルタント(株))、島田敦氏(現日本交通技術(株))、稲葉潤也氏(現第一建設(株))には、先生のご指導のもとで NATMFEM による膨大な解析を進めて頂きました。

山口大学中川浩二教授には、切土に関する研究の進め方について、示唆に富んだ指針を示して頂きました。清水則一教授には、切土に関する数少ない現場計測の成果を快くご提供頂きました。重田佳幸助手(現ダイヤコンサルタント(株))には、切土の研究を共に進めて頂きました。

近畿大学久武勝保教授には、載荷・除荷模型実験に関する貴重なご助言を頂きました。

載荷・除荷模型実験とシミュレーションの成果は、(財)鉄道総合技術研究所トンネル研究室の吉川和行氏(現(株)フジタ)、野城一栄氏との間で繰り返し行ってきた議論によるところが大了。模型実験は、(株)フジタの田口善文博士(現(株)建設技術研究所)、野間達也博士、三河内永康氏の卓越した実験技術の賜物です。実験・計測のシミュレーションは、(株)ジェイアール総研情報システムの大野和己氏、ダイヤコンサルタント(株)の木村英雄氏の労を厭わない作業の賜物です。(株)ジェイアール総研情報システムの蒲地秀矢氏、(株)テスの伊藤とみ子さんには、資料作成について多大なご協力を頂きました。

施工実績データの収集にあたっては、北海道旅客鉄道(株)、東日本旅客鉄道(株)、東海旅客鉄道(株)、西日本旅客鉄道(株)、四国旅客鉄道(株)、九州旅客鉄道(株)、横浜市交通局、京浜急行電鉄(株)をはじめ、鉄道事業者の方々のご協力を頂きました。また、施工実績の分析にあたっては、東急建設(株)満尾淳氏、パシフィックコンサルタント(株)松長剛氏からご助言を頂きました。

(財)鉄道総合技術研究所の河田博之博士(監事)、垂水尚志博士(理事)、小山幸則博士(企画室長、現(財)地域地盤環境研究所)、村田修博士(構造物技術研究部長)をはじめとした先輩・同輩各位からは、終始励ましの言葉を頂きました。トンネル研究室の小西真治博士(研究室長)、松本吉雄氏(現(株)ジェイアール総研エージェント)他の研究室メンバーには、とり纏めの間暖かく見守って頂きました。

大島洋志博士（現国際航業㈱，元研究室長），野口達雄博士（事業推進室長），木谷日出男博士（地質研究室長）他の（財）鉄道総合技術研究所における地質屋の先輩・同輩各位からは，今まで様々な局面でご指導を賜ってきました。

平成 11 年，鉄道トンネルにおいて覆工コンクリートの剥落事故が相次いで発生しました。その間，「運輸省トンネル安全問題検討会」の事務局として東奔西走の日々が続きましたが，足立紀尚京都大学名誉教授をはじめとした諸先生方から賜ったご指導・ご鞭撻の数々は，私にとって何事にも代え難い貴重な経験であります。この経験があってこそ本論文を纏めることができたものと思っています。

以上の方々をはじめ，ここに名前を挙げることのできなかった多くの関係の方々に深くお礼申し上げます。

最後に，土日のない生活を長い間理解し支えてくれた妻実千江と 2 人の娘一由実子（高二），加奈子（小五），それから論文完成を心待ちにしてくれた大宮の両親と原町の両親に心より感謝します。

付属資料

【付属資料－１】 使用記号一覧

H	m	初期土被り
h	m	残存土被り（切土後の土被り）
ΔH	m	盛土高・切土高
h/H		残存土被り比
B	m	盛土幅・切土幅，載荷幅・除荷幅
z	m	深さ
p	MPa	盛土荷重・切土荷重，載荷圧・除荷圧
V_P	km/s	弾性波（超音波）伝播速度（P波）
V_S	km/s	弾性波（超音波）伝播速度（S波）
γ_t	kN/m ³	単位体積重量
E	MPa	弾性係数
E_0		初期弾性係数
E_{50}		静弾性係数
E_d		動弾性係数
C	MPa	粘着力
ϕ	° (deg)	内部摩擦角
q_u	MPa	一軸圧縮強度
D_0	MPa	初期変形係数（破壊接近度法）
D_f	MPa	破壊時変形係数（破壊接近度法）
ν	—	ポアソン比
ν_0		初期ポアソン比（破壊接近度法）
ν_f		破壊時ポアソン比（破壊接近度法）
K_0	—	初期側圧係数
n	—	非線形パラメータ（破壊接近度法）
R	—	破壊接近度（破壊接近度法）
$R_{El.}$	—	弾性限界（破壊接近度法）
ε	μ	ひずみ
ε_{max} ε_{min}		最大主ひずみ・最小主ひずみ
ε_v ε_h		鉛直ひずみ・水平ひずみ
δ	mm	地盤の変位，隆起
δ_v δ_h		鉛直方向変位・水平方向変位
σ	kN/m ²	応力
σ_0		初期応力
σ_1 σ_3		最大主応力・最小主応力
σ_v σ_h		鉛直応力・水平応力
σ_t σ_c		引張応力・圧縮応力
σ_{in} σ_{out}		内縁応力・外縁応力（覆工）
τ	kN/m ²	せん断応力
D, d	m	トンネル幅
t	mm	覆工の厚さ
u	mm	トンネルの内空変位
u_h u_v		水平方向内空変位・鉛直方向内空変位
M	kN・m	曲げモーメント
N	kN	軸力
σ_M	MPa	覆工縁応力の曲げ成分
σ_N	MPa	覆工縁応力の軸力成分
κ		撓み性指数

【付属資料－２】 近接施工収集事例一覧（盛土）

No.	トンネル諸元								地形・地質				工事目的	盛土諸元							
	用途	建設年	形状	単複	外径 (m)	覆工 材質	施工法	覆工 健全度	地形	地質名	地質 分類 I	地質 分類 II		初期 土被 H (m)	盛土 高さ ΔH (m)	最終 土被 (m)	ΔH/H	盛土形状		盛土規模	
																		横断 方向	縦断 方向	横断 方向 (m)	縦断 方向 (m)
1	鉄道	1976	馬蹄形	D		RC	開削	-	丘陵	れき質土	A	mE	造成	1.5	14	15.5	9.33	平坦	谷	L	73
2	鉄道	1973	馬蹄形	D		RC	開削	-	丘陵	凝灰角 れき岩	TN	sS	造成	0	20	20	∞		斜め	L	L
3	鉄道	1887	馬蹄形	S 並列		レンガ	在来	良	台地	砂質泥 岩	DP	mS	道路 交差	14	5.4	19.4	0.39	谷埋め		32	30
4	鉄道	1887	馬蹄形	S 並列		C	在来	A2~B	台地	砂岩泥 岩互層	DP	mS	道路 交差	16	10	26	0.63	谷埋め		40	30
5	鉄道	1934	馬蹄形	D		CB	開削 在来	良	丘陵	ローム	DP	mE	農地 開発	3	17	20	5.67	平坦	平坦	L	L
6	鉄道	1964	馬蹄形	D		C	在来	良	台地	泥岩	TN	mS	造成	15	45	60	3.00	谷埋め	谷埋め		
7	鉄道	1974	馬蹄形	D		C	在来	良	山地	粘板岩	MP	H	宅地 造成	16	20	36	1.25	谷埋め		L	270
8	鉄道	1974	馬蹄形	D		C	在来	良	山地	粘板岩	MP	H	宅地 造成	17	19	36	1.12	谷埋め		L	180
9	鉄道	1931	馬蹄形	S		CB	在来	良	丘陵	(不明)		E	道路 交差	1	3	4	3.00	平坦	斜め	L	8
10	鉄道	1974	馬蹄形	D		C	在来	良	丘陵	砂岩真 岩互層	MP	H	宅地 造成	51	10	61	0.20		谷埋め	30	26
11	鉄道	1974	馬蹄形	D		C	在来	良	丘陵	砂泥五 層	DP	mE	道路 交差	30	18	48	0.60	斜め	斜め	30	26
12	鉄道	1939	馬蹄形	S		CB	在来	良	丘陵	砂岩泥 岩互層	TN	sS	農地 造成	30	15	45	0.50	平坦	平坦	L	200
13	鉄道	1963	馬蹄形	D		CB	在来	良	丘陵	軽石粘 土	DP	mE	宅地 造成	15	8	23	0.53	平坦	谷埋め	L	L
14	鉄道	1974	馬蹄形	D		RC	開削 在来	-	丘陵	捨てホ タ	DP	mE	造成	6	29	35	4.83	谷埋め	斜め		L
15	鉄道	1970	馬蹄形	D		RC	開削	良	台地	粘性土	DP	mE	宅地 造成	2	10	12	5.00	平坦	谷埋め	L	L
16	鉄道	1970	馬蹄形	D		C	在来	良	台地	粘性土	DP	mE	宅地 造成	6.6	10	16.6	1.52	平坦	谷埋め	L	L
17	鉄道	1970	馬蹄形	D		C	在来	A2~B	台地	凝灰岩	TN	sS	道路 交差	11	16	37	1.45	斜め	谷埋め	12	L
18	水路	不明	馬蹄形	D	4.5	C	在来	不明	丘陵	れき質火 山灰	DP	mE	道路 交差	19	9	28	0.47	平坦	平坦	70	L
19																					
20																					

No.	地山物性		予測法	事前対策工			計測結果							記事	備考
	変形係数 (MPa)			対策工 ランク	H&A トンネル 部	近接側	沈下の 影響深さ (底面より) (m)	沈下 (mm)	既設トンネル				クラック 進展		
	Tレベル	T下方							内空変位		覆工歪み				
									水平 (mm)	鉛直 (mm)	圧縮 (μ)	引張 (μ)			
1	20			2		計画高変更							?		
2	500		骨組解析	2	RC覆工	—							なし	設計土層 以下の土層	設計時点で考慮
3	200		2dFEM	2	ボイキング・ 裏込注入	橋梁化							なし		
4	150		2dFEM	2	—	橋梁化							なし		
5	50		骨組解析	2	—	防護アーチ		6					側壁に 軸方向ク ラック	防護アーチ7mm沈下	
6	400		2d,3dFEM	2	裏込注入	防護アーチ		—	—	—	—	—	—		計画中
7	2700		2dFEM	0	—	—					天端内面 200		なし		
8	1500		2dFEM	0	—	—					天端内面 75		なし		
9	100		—	1	裏込注入	—							なし		
10	1000			0	—	—							なし		
11	400			0	—	—							なし		
12	700		2dFEM	0	—	—							なし		
13	200		2dFEM	1	裏込注入・ 当て板	施工範囲制 限									
14	50		骨組解析	2	RC覆工	—					天端 鉄筋計 3000	SL～7～ 肩鉄筋計 1500	天端に 軸方向ク ラック		設計時点で考慮
15	50		骨組解析	2	—	防護アーチ		6※	4	-4			なし		防護アーチ用基礎杭の 施工中の値
16	95		2dFEM	2	—	軽量盛土		3	2	-2			なし		
17	400		2dFEM	2	RB・裏込注 入	軽量盛土		—	—	—	—	—	—		計画中
18	300		骨組解析	0	—	—		2					不明		

【付属資料－3】 近接施工収集事例一覧（切土）

No.	トンネル諸元								地形・地質				工事目的	切土諸元							
	用途	建設年	形状	単複	外径 (m)	覆工 材質	施工法	覆工 健全度	地形	地質名	地質 分類	地質 分類		初期 土被 H (m)	切土 高さ ΔH (m)	最終 土被 (m)		切土形状		切土規模	
											I	II					ΔH/H	横断 方向	縦断 方向	横断 方向 (m)	縦断 方向 (m)
1	鉄道	1929	馬蹄形	D	8.4	C	在来	良	丘陵	泥岩	TN	mS	団地 造成	40	30	10	0.25	平坦	平坦	130	∞
2	鉄道	1997	馬蹄形	D	9.6	C	在来	良	丘陵	凝灰岩	DP	mS	道路 交差	30	21	9	0.30	斜め	凹法	45	
3	鉄道	1978	馬蹄形	D	8.5	C	在来	A2～B	丘陵	風化花 崗岩	V	mS	団地 造成	30	10	20	0.67	平坦	平坦	150	
4	鉄道	1983	馬蹄形	D	8.5	C	NATM	良	丘陵	凝灰岩	TN	H	駅前 開発	14	8	6	0.43	平坦	斜め	75	
5	鉄道	不明	馬蹄形	S	6.0	C	在来	良	丘陵	片岩	M	H	道路 交差	27	16	11	0.41	斜め	凹法	70	
6	鉄道	1974	馬蹄形	D	8.5	C	在来	A2	台地	洪積 砂	DP	sE	道路 交差	16	9.7	6.3	0.39	斜め	斜め	40	50
7	鉄道	不明	馬蹄形	S	5.5	C・レン ガ	在来	良	丘陵	礫岩	DP	mS	団地 造成	38	25	13	0.34	斜め	平坦	30	
8	鉄道	1973	馬蹄形	D	8.5	C	在来	良	丘陵	洪積 粘性土	DP	mE	団地 造成	27	10.5	16	0.59	平坦	斜め	200	
9	鉄道	1973	馬蹄形	D	8.5	C	在来	良	丘陵	洪積 粘性土	DP	mE	団地 造成	22	10	12	0.55	平坦	斜め	200	
10	鉄道	1973	馬蹄形	D	8.5		在来	良	丘陵	砂質岩	TN	sS	団地 造成	50	20	30	0.60	斜め	斜め		
11	道路	不明	馬蹄形	—	8.5	C	—	—	丘陵			H	道路 交差	15	10	5	0.33	斜め	斜め		
12	鉄道	1970	円形	S	7.1	RCセ	シールド	良	低地	洪積 砂	DP	sE	駅 交差 (非開 削)	10	9.05	0.95	0.10	凹箱	凹箱	60	13.8
13	鉄道	1972	馬蹄形	D	9.9	C	在来	良	台地	泥岩	DP	mS	道路 交差	26	20	6	0.23	平坦	斜め	70	10
14	鉄道	不明	馬蹄形	S	5.3	吹付C	NATM	不明	丘陵	頁岩	TN	mS	道路 造成	25.6	17.5	8.1	0.32	凹法	凹法	25	50
15	鉄道	1976	馬蹄形	S	6.0	C	在来	不明	丘陵	洪積 砂礫	DP	sS	農地 造成	22	12	10	0.45	斜め	平坦	∞	80
16	鉄道	1976	円形	S併列	6.8	不明	シールド	不明	低地	洪積 砂礫	DP	sE	ビル 建設	11	7	4	0.36	凹箱	凹箱	70	70
17	鉄道	1976	円形	S	3.7	不明	シールド	不明	低地	洪積 砂	DP	sE	地下 鉄開 削	15	12	3	0.20	平坦	凹箱	∞	12
18	道路	1976	馬蹄形	—	6.1	吹付C	NATM	不明	丘陵	大阪G 砂礫	DP	sS	—	21	21	0	0.00	凹法	平坦	30	∞
19	ベルコン	1976	馬蹄形	—	5.2	RC	在来	不明	丘陵	神戸G 互層	TN	sS	団地 造成	21	13.5	7.5	0.36	平坦	—	60	—
20	通信	1976	円形	—	3.2	鋼製セ	シールド	不明	低地	洪積 粘性土	DP	mE	地下 鉄開 削	23	22	1	0.04	平坦	凹箱	∞	38
21	ベルコン	1976	馬蹄形	—	5.8	C	NATM	不明	丘陵	和泉G 砂岩	MP	H	土砂 採取	10	9	1	0.10	平坦	—	25	—
22	鉄道	1976	円形	S併列	7.1	RCセ	シールド	良	低地	上部江 戸川G 互層	DP	smE	地下 鉄開 削	18.7	17.9	0.8	0.04	平坦	凹箱	∞	71
23	鉄道	1970	円形	D	10.0	不明	シールド	不明	台地	大阪G 粘土	DP	mS	地下 鉄開 削	12.5	12.5	0	0.00	平坦	凹箱	15	45

切土事例 1/2

No.	地山物性		予測法	事前対策工			計測結果							記事	備考
	変形係数(MPa)			対策工 ランク	既設 トンネル 径	近接側	隆起の 影響深さ (底面より) (m)	既設トンネル							
	Tレベル	T下方						隆起 (mm)	内空変位		覆工歪み		クラック 進展		
									水平 (mm)	鉛直 (mm)	圧縮 (μ)	引張 (μ)			
1	1150	2800	2dFEM	0	なし	なし		23	-5	7			なし		
2	140	520	2dFEM	0	事後:クラック 注入	切土速度制限		8	4	8		-100	進展 0.5※	※主に横断方向ひび割れ	朝倉他1996
3	(20)			0	事後:クラック 注入	切土速度制限		小	1	3			進展 0.5※	※側壁部の軸方向ひび割れ(既設状の助長)	
4	1000		2dFEM	0	なし	切土速度制限		小	0	0		小	なし		
5	100	1000	2dFEM	0	なし			小	小	小		小	なし		
6	△ 70	△ 70	△ 2dFEM	2	裏注・内巻	切土速度制限		2	0	2			やや進展※	※内巻に微小ひび割れ	
7	790	1300	2dFEM	1	裏注	機械掘削		4	-2	小		-150	なし		小島他1998
8	150	220	2dFEM	0	なし	なし		0.5	小	1			なし		1期施工
9	150	220	2dFEM	0	なし	なし		2	小	1	20	-80	なし		2期施工
10	(1000)			0	なし	なし		1.5	小	0.5	—	—	なし		
11	(1000)				不明			0.5	小	1.5	—	—	なし		
12	150	2700	2dFEM	2	なし	非開削・裏注		5.1	-0.5	小	—	—	なし		小島他1992
13	180	750	2dFEM	1	裏注	なし		2.5	-2.5	--	--	--	なし	片切を行うと、最大-5mmの内空縮小。最終的には2.5mmの内空縮小。	
14	150	150	2dFEM	0	なし			14	-4.3				?		満尾他1995
15	320	590	2dFEM	0	なし			3					なし		土屋他1987
16	400				不明			9					?		村山他1982
17	68	140			不明			8					?		〃
18	200	200	実測歪みからの評価	0	なし		トンネル底面より12m	34	-4	7		-200	なし	※トンチ掘削によるグラウト7-7の影響、大型ブルドーザ重荷の影響も実測	桜井他1990
19	6000→400		実測歪みから	0	なし			2	-0.3	0.5	100	-80	なし	※切土の進捗と発破による揺みに伴うEの低下	〃
20				2	二次覆工RC			80	-0.8	2			進展 0.5 ※	※横断～斜め方向のひび割れが卓越。変形モードに適合。	中川他1996
21	22500			0	なし			2.8	-0.6	5.7	※1	※1	進展 2.0 ※2	※1 鋼13kgf/cm2 ※2 発破に伴う多数の側壁軸方向のひび割れ	保岡他1993
22	180	180		2	セメント防護	アンピン・裏注		13.4	数mm	数mm			進展		東工技報1990
23				2	セメント防護	防護		20					?		大阪地盤1977

No.	トンネル諸元								地形・地質				工 事 目 的	切土諸元							
	用途	建設年	形状	単複	外径 (m)	覆工 材質	施工法	覆工 健全度	地形	地質名	地質 分類 I	地質 分類 II		初期 土被 H (m)	切土 高さ ΔH (m)	最終 土被 (m)		切土形状		切土規模	
																	ΔH/H	横断 方向	縦断 方向	横断 方向 (m)	縦断 方向 (m)
24	鉄道	1973	馬蹄形	S		C	在来	良	丘陵	白亜紀 砂岩	MP	H	団地 造成	10	10	0	0.00	平坦	平坦	∞	∞
25	鉄道		馬蹄形	D		C	在来	良	丘陵	礫層 砂層	DP	sS	団地 造成	48	26.5	21.5	0.45	平坦	平坦	∞	∞
26	鉄道	1937	馬蹄形	S	6.0	CB	在来	A2~B	丘陵	片岩 (三郎 変成岩)	V	H	道路 交差	15	13	2	0.13	斜め	凹法	∞	12
27	鉄道	1964	馬蹄形	D		C	在来	良	丘陵	泥岩	TN	mS	空港 造成	123	65	58	0.47	平坦	平坦	∞	∞
28	鉄道	2002	馬蹄形	D	10.0	C	NATM	良	山地	安山岩	V	H	土砂 採取	140	105	35	0.25	斜め	凹法	50	∞
29	鉄道	不明	馬蹄形	D大	14.8	C	在来	良	台地	洪積 粘性土	DP	mE	団地 造成	28	14	12	0.43	斜め	平坦	∞	∞
30	鉄道	1977	馬蹄形	D	9.9	C	在来	良	丘陵	砂岩 (四万十 層層)	TP	H	団地 造成	55	30	25	0.45	斜め	斜め	片∞	∞
31	鉄道	不明	馬蹄形	D	11.0	C	在来	良	丘陵	花崗岩	V	H	道路 交差	64	36	38	0.59	凹法	凹法	∞	50
32	水路	不明	馬蹄形	—			在来	??	丘陵	不明	DP	sS	土砂 採取								

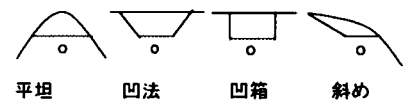
S 単線
D 複線

C 無筋コンクリート
RC 鉄筋コンクリート
CB コンクリートブロック
RCセ RCセグメント
鋼製セ 鋼製セグメント
吹付C 吹付けコンクリート(一次支保)

地質分類 I
DP 第四系更統
TN 新第三系中新統
TP 古第三系
MP 中・古生界
V 火成岩
M 変成岩

地質分類 II
H 硬岩
S 軟岩
E 土砂
s 砂質
m 泥質

切土形状



切土規模

切土底面の延長を表示
∞: 100m以上のもの

切土事例 2/2

No.	地山物性		予測法	事前対策工			計測結果							記事	備考
	変形係数(MPa)			対策工 ランク	既設 トンネル mm	近接側	沈下の 影響深さ (床面より) (m)	既設トンネル					クラック 進展		
	Tレベル	T下方						沈下 (mm)	内空変位		覆工歪み				
									水平 (mm)	鉛直 (mm)	圧縮 (μ)	引張 (μ)			
24	150			0	事後 クラック 注入	事後 擁壁防 護		—	—	—	—	—	進展 ※	※クラック部の軸方向引張り ひび割れ(数mm)	
25	320			0	なし			—	—	—	—	—			
26	400			2	裏注・内巻			—	—	—	—	—	なし		
27	68	1100	2dFEM	1	裏注	なし		--	--	--	--	--	--		計画中
28	250	6500	2dFEM	2	SFRCC覆工	制限免壊		--	--	--	--	--	--		計画中(設計時考慮)
29	600	2500	2dFEM	2	裏注	切土高さ更		--	--	--	--	--	--		計画中
30	(100)	2000		0	なし	制限免壊		--	--	--	--	--	--		計画中
31	3000	3900	2dFEM	1	裏注			--	--	--	--	--	--		計画中
32	750			0	なし	なし		—	—	—	—	—	圧さ ※	※クラック部の圧縮ひび割れ (位置関係 明)	

対策工ランク

ランク0: 事前対策なし

ランク1: 事前対策有り(落下防止 or 裏込注入)

ランク2: 事前対策有り(覆工の補強 or 盛土計画の変更)

【付属資料－４】 現行の近接度区分法

「既設トンネル近接施工対策マニュアル」（鉄道総研，1995）では，近接度を以下の３等級に区分している。

- ・無条件範囲……新設構造物の施工により，既設構造物に変位や変形等の影響が及ばないと考えられる範囲
- ・要注意範囲……新設構造物の施工により，既設構造物に変位や変形等の影響が及ぶ可能性がある範囲
- ・制限範囲（要対策範囲）…新設構造物の施工により，既設構造物に変位や変形等の影響が及ぶため，必要な対策工を行うか，計画変更を要する範囲

これらの近接度に対して，上部盛土と上部切土に対しては，各々以下のように区分を行うことが提案されている。

（１）上部盛土の場合

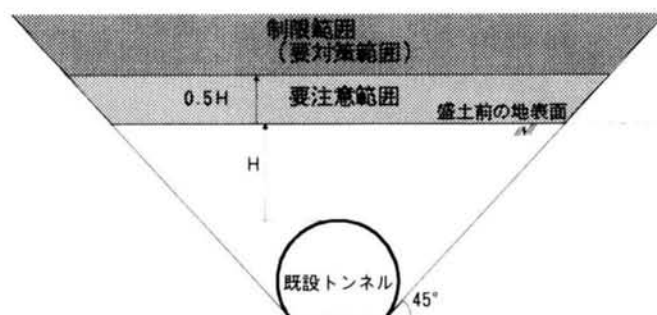
付表 2.1 近接度区分（トンネル上部の盛土）

もとの土被り H	盛土高さ比 $\Delta H/H$	近 接 度 の 区 分
1 D 未満	0.5 以上 0.5 未満	制限範囲（要対策範囲） 要注意範囲(盛土荷重が 1tf/m^2 未満の場合は無条件範囲)
1 D ～ 3 D	1.0 以上 0.5 ～ 1.0 0.5 未満	制限範囲（要対策範囲） 要注意範囲 無条件範囲
3 D 以上	1.0 以上 1.0 未満	要注意範囲 無条件範囲

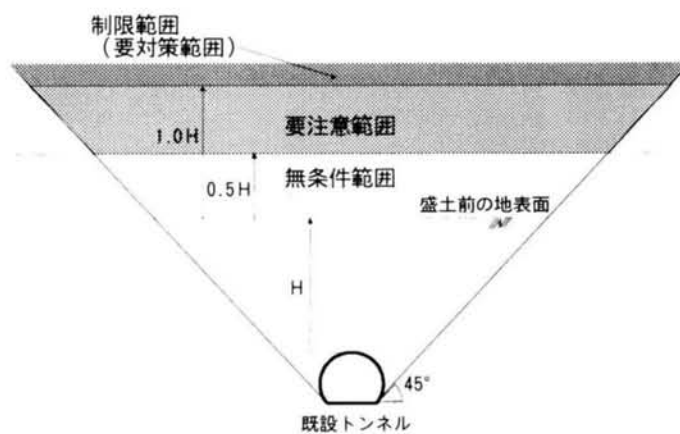
- 注） 1) 本表は，トンネル外面下端より 45° の角度で立ち上げた線の内側に入る程度の範囲を含んで施工される盛土に適用する。
- 2) 本表は，盛土前後の地形が平坦な場合を想定しており，盛土前の地形が偏圧地形の場合，あるいは，盛土によってトンネルに新たに偏圧が作用するような場合には，別途解析的手法による検討を行った上で判断する必要がある。
- 3) 盛土高さ比とは，盛土高さのもとの土被りに対する比で $\Delta H/H$ で表す。
（ ΔH ：盛土高さ， H ：もとの土被り）

[表の適用条件と補正值]

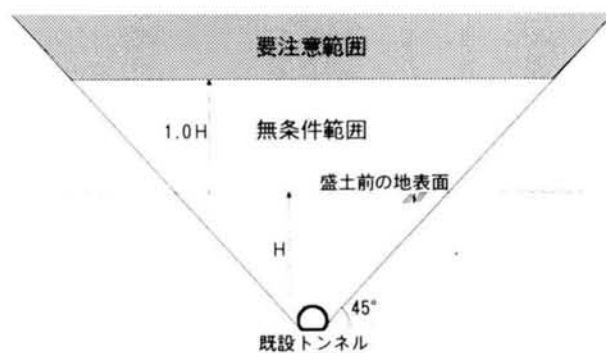
- 1) 表は，トンネル周辺の地質として洪積世シルト岩（土丹）程度の地質を想定しており，地質が堅硬な場合，軟質な場合は以下の補正を行う。
- ・洪積砂層・粘性土層，強風化層（マサ土等），等の軟質な地質…………… -20%
 - ・硬岩地山…………… +20%
- 2) 表は，既設トンネル覆工が比較的健全な場合（B，C，S）を想定しており，変状が生じている場合（AA， A_1 ， A_2 ）には補正を行う。…………… -20%
- 3) 上記 1)，2)の補正は，各条件が複合する場合には加算するものとする。



(a) $H < 1D$ の場合



(b) $1D \leq H < 3D$ の場合



(c) $H \geq 3D$ の場合

付図 2.1 近接度の区分 (トンネル上部の盛土<標準的な条件の場合>)

(2) 上部切土の場合

付表 2.2 近接度の区分 (トンネル上部の切土)

残存土被り比 h/H	近 接 度 の 区 分
0.25 未満	制限範囲 (要対策範囲)
0.25~0.5	要注意範囲
0.5 以上	無条件範囲

注) 1) 本表は、トンネル外面下端より 45° の角度で立ち上げた線の内側の範囲を含んで施工される切り取り工事に適用する。なお、これより外側に施工範囲が及ぶ場合は、トンネル側部の掘削の判定表 (省略) も併せて評価するものとする。(図 2.5 参照)

2) 本表は、切り取りによる地盤・覆工の応力変化に関して適用すべきもので、切り取り後の建物荷重や活荷重等の荷重増加による影響は、別途検討が必要である。

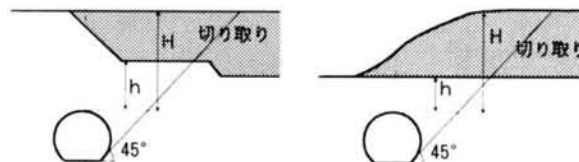
3) 本表は、切り取り前後の地形が平坦な場合を想定しており、切り取り前の地形が偏圧地形の場合、あるいは、切り取りによってトンネルに新たに偏圧が作用するような場合には、別途解析的手法による検討を行った上で判断する必要がある。

4) 残存土被り比とは、切り取りによって残る土被りの、もとの土被りに対する比で、 h/H で表す。(h: 残る土被り, H: もとの土被り)

5) トンネル保護層として、最小 5 m の土被りを残すことを原則とする。

6) もとの土被りが小さい場合 ($H < D$) には、土被り 5 m 未満は保護層と考えて制限範囲とし、土被り 5 m 以上は要注意範囲として慎重に対応するものとする。

7) 通常はトンネル直上の残存土被り比により区分すればよいが、トンネル斜め上方の切り取り量が多い場合には、トンネル側方での残存土被り比も併せて判断の対象とする。(下図参照)



[表の適用条件と補正值]

1) 表は、トンネル外面下端より 45° の角度で立ち上げた線の内側に入る程度の範囲で、かつトンネル幅 D よりも広い範囲の上部開削を想定しており、開削範囲が著しく狭い場合、および広い場合には以下の補正を行う。

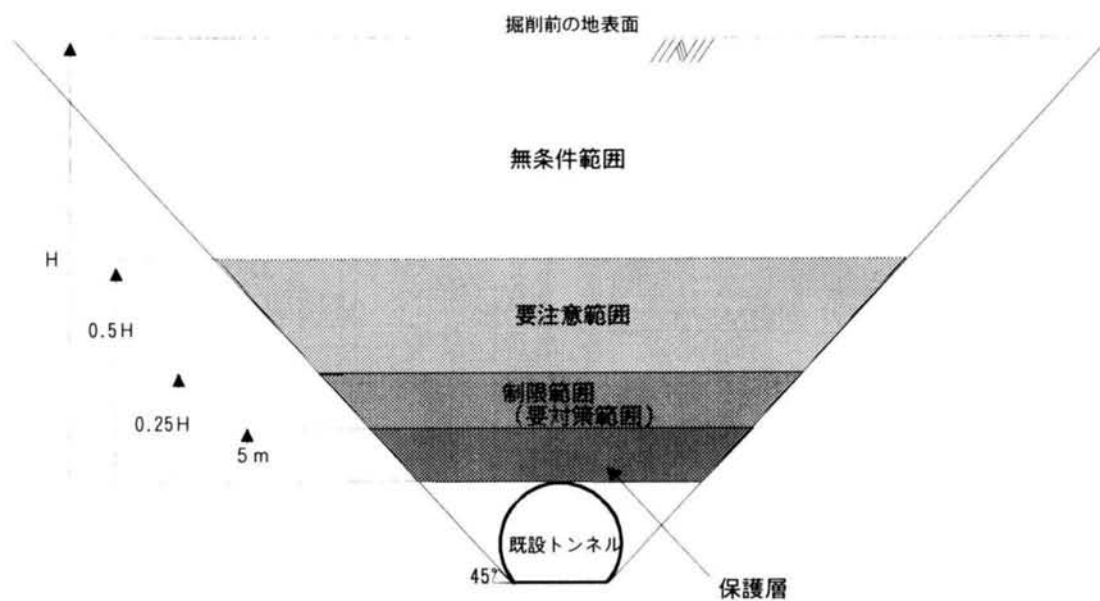
- ・開削範囲が著しく狭い場合 (トンネル幅 D より狭い場合) -20%
- ・開削範囲が著しく広い場合 (トンネル外面下端より 45° の線よりも広い場合) +20%

2) 表は、トンネル周辺の地質として洪積世シルト岩 (土丹) 程度の地質を想定しており、地質が堅硬な場合、軟質な場合は以下の補正を行う。

- ・硬岩地山 -20%
- ・洪積砂層・粘性土層、強風化層 (マサ土等)、等の軟質な地質 +20%

3) 表は既設トンネル覆工が比較的健全な場合 (B, C, S) を想定しており、変状が生じている場合 (AA, A₁, A₂) には、補正を行う。 +20%

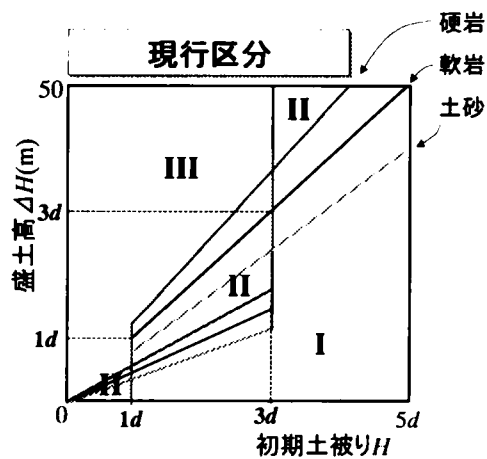
4) 上記 1)~3) の補正は各条件が複合する場合には、加算するものとする。



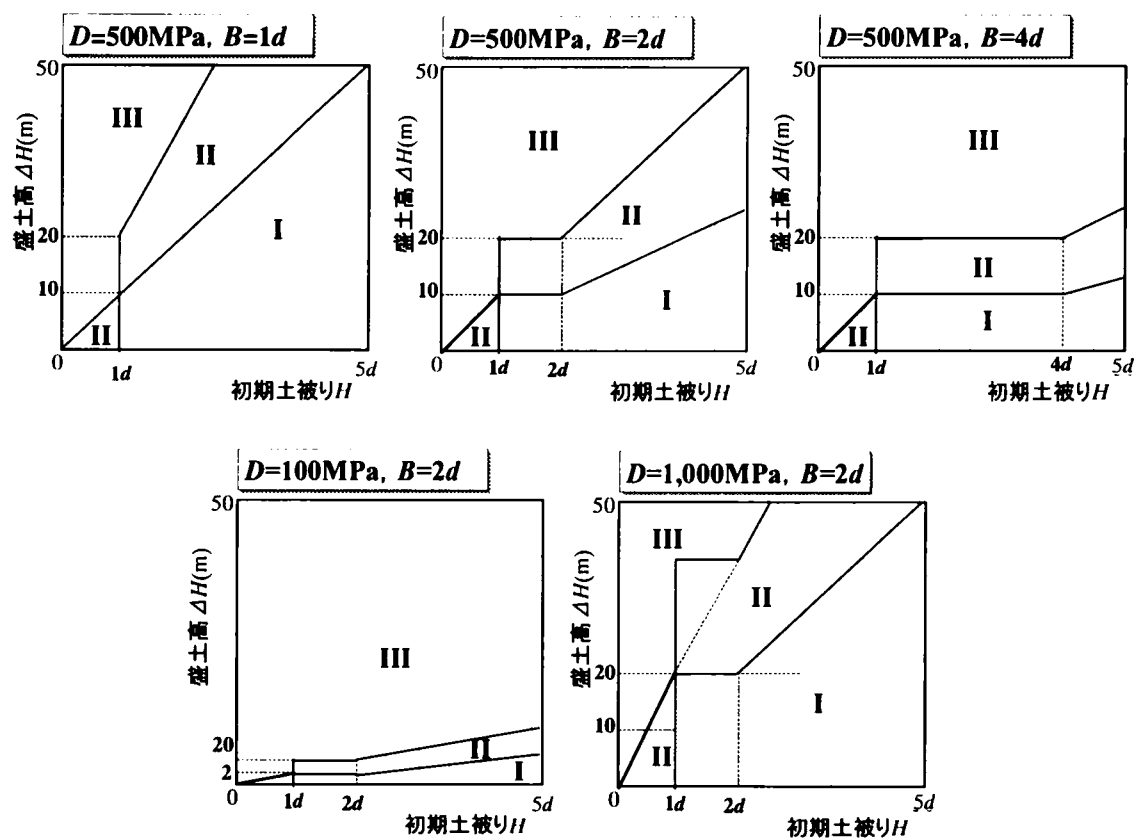
付図 2.2 近接度の区分（トンネル上部の切土＜標準的な条件の場合＞）

【付属資料－ 5】近接度区分の比較

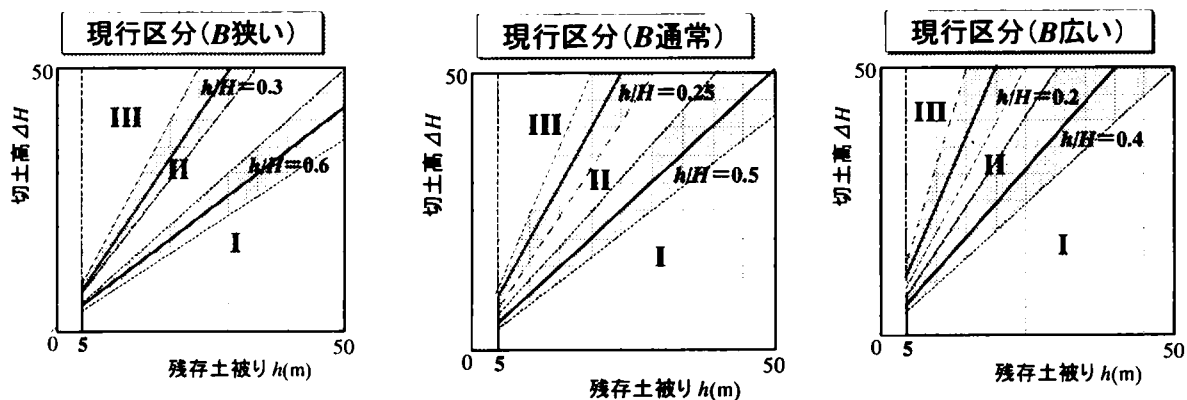
1. 盛土の近接度区分



提案する区分法の例



2. 切土の近接度区分



提案する区分法の例

